



**Aalto-yliopisto**  
Insinöörیتieteiden  
korkeakoulu

Salla Köylijärvi

## **Saven anisotropian ja destruktuuraation vaikutuksen mallintaminen Östersundomin koepenkereellä**

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi  
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 7.9.2015

Valvoja: Professori Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaaja: Tekniikan tohtori Mirva Koskinen

---

**Tekijä** Salla Köylijärvi

---

**Työn nimi** Saven anisotropian ja destruktuuraation vaikutuksen mallintaminen Östersundomin koepenkereellä

---

**Koulutusohjelma** Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka

---

**Pääaine** Pohja- ja kalliorakentaminen

**Koodi** Rak-50

---

**Työn valvoja** Professori Leena Korkiala-Tanttu

---

**Työn ohjaaja** Tekniikan tohtori Mirva Koskinen

---

**Päivämäärä** 7.9.2015

**Sivumäärä** 96 + 44

**Kieli** Suomi

---

## Tiivistelmä

Luonnontilaisessa savessa esiintyy lähes aina anisotropiaa ja partikkeleiden välisiä sidoksia. Sidokset lisäävät saven lujuutta ja kasvattavat jännitysalueita, jolla saven muodonmuutokset ovat palautuvia. Sidosten tuhoutumista kutsutaan destruktuuraatioksi ja se voi aiheuttaa saveen merkittäviä painumia. Anisotropia ja destruktuuraatio tulisikin ottaa huomioon saven painumia määritettäessä.

Tässä työssä tutkimuskohteena on Helsingin Östersundomiin rakennettu koepenger. Koepenkeren painumia mallinnettiin numeerisesti anisotropian huomiovilla materiaalmalleilla S-CLAY1 ja S-CLAY1S, joista jälkimmäinen ottaa huomioon myös savessa olevat sidokset ja destruktuuraation. Numeeristen laskentojen tuloksia verrattiin perinteisillä analyttisillä menetelmillä saatuihin laskentatuloksiin sekä koepenkeren havaittuun painumakäyttäytymiseen. Työn tavoitteena oli selvittää, millaisia painumia koepenkeren alueella on odotettavissa. Lisäksi arvioitiin, millainen vaikutus saven anisotropialla ja destruktuuraatiolla on Östersundomin saven painumiin. Työssä on lisäksi tutkittu alueella vaikuttaneiden geologisten prosessien vaikutusta maaperän ominaisuuksiin yhdessä Geologisen tutkimuskeskuksen kanssa.

Koepenkeren toteutunutta painumaa vastasivat laskennoissa parhaiten S-CLAY1- ja S-CLAY1S-malleilla lasketut tulokset. Analyttiset menetelmät sekä numeerisessa mallinnuksessa käytetty Soft Soil -malli aliarvioivat alkuvaiheen painuman. Numeeristen laskentojen perusteella S-CLAY1-mallilla lasketut painumat olivat suurempia kuin S-CLAY1S-mallilla, vaikka jälkimmäinen huomioi myös destruktuuraation. Tulos viittaa siihen, että anisotropialla on saven painumien kannalta suurempi merkitys kuin destruktuuraatiolla. Laskentatulokset voi myös johtua laskentaparametrien valinnasta, sillä tässä työssä S-CLAY1S-mallia varten simuloidut destruktuuraatioparametrien arvot poikkesivat huomattavasti parametrien suositusarvoista.

---

**Avainsanat** Savi, painumat, numeerinen mallinnus, anisotropia, destruktuuraatio, S-CLAY1S

---



---

**Author** Salla Köylijärvi

---

**Title of thesis** Effect of Anisotropy and Destructuration on the Behaviour of Östersundom Test Embankment

---

**Degree programme** Structural Engineering and Building Technology

---

**Major** Foundation and Rock Engineering

**Code** Rak-50

---

**Thesis supervisor** Professor of Practice Leena Korkiala-Tanttu

---

**Thesis advisor** PhD Mirva Koskinen

---

**Date** 7.9.2015

**Number of pages** 96+44

**Language** Finnish

---

## **Abstract**

The structure of most natural clays is anisotropic with bonding between particles. Bonding increases the strength of the soil and gives the soil additional resistance to yielding. The degradation of bonding is called destructuration, which can cause significant settlements in clay. Both anisotropy and destructuration should be taken into account when modelling the behaviour of soft clay.

The aim of this thesis was to model the behaviour of Östersundom test embankment in Helsinki. The aim was also to determine the effect of anisotropy and destructuration on the settlements. The settlements of the embankment were calculated using numerical modelling with two new material models S-CLAY1 and S-CLAY1S, which take anisotropy into account. The latter also accounts for destructuration. The calculation results were compared with those of analytical calculation methods and the observed settlements. Additionally, the geological features of the Östersundom area were studied with the Geological Survey of Finland.

The calculation results closest to the observed settlements of the test embankment were from the numerical calculations with the S CLAY1 and S CLAY1S models. The calculation results from the analytical calculations and numerical modelling with the Soft Soil model underestimated the settlements. According to the numerical modelling the settlements calculated with the S-CLAY1 model were larger than those modelled with S CLAY1S model even though the latter also accounts for destructuration. The results suggest that anisotropy has a larger influence on the predicted settlements than destructuration. However, the smaller settlements with the S CLAY1S model may result from the chosen parameters, since the values of the destructuration parameters, which were simulated in this thesis, differ greatly from those of recommended.

---

**Keywords** Clay, settlement, numerical modelling, anisotropy, destructuration, S-CLAY1S

---

## Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Aalto-yliopiston pohjarakentamisen ja maamekaniikan laboratoriossa ja sen rahoittajana toimi Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geotekninen osasto. Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu ja työn ohjaajana tekniikan tohtori Mirva Koskinen Helsingin kaupungilta.

Haluan kiittää työni valvojaa ja ohjaajaa kaikesta avusta ja kommenteista, joita olen työtä tehdessäni heiltä saanut. Erityiskiitos Leenalle kaikesta siitä tuesta, jonka tarjosit minulle. Lisäksi haluan kiittää Kalle Rantalaa Helsingin kaupungilta tämän työn mahdollistamisesta

Haluan myös kiittää Matti Lojanderia avusta laboratoriokokeiden suorittamisessa ja niiden tulosten tulkinnassa. Kiitos myös pohjarakentamisen ja maamekaniikan laboratorion henkilökunnalle saamastani kannustuksesta. Lisäksi haluan kiittää WSP Finland Oy:tä työtilojen tarjoamisesta työni loppuvaiheessa ja kaikkia työkavereitani WSP:llä kannustavasta työilmapiiristä.

Lopuksi haluan kiittää perhettäni ja ystäviäni kaikesta kannustuksesta ja tuesta, jonka olen heiltä saanut koko opiskeluaikani sekä diplomityötäni tehdessä. Isoin kiitos kuuluu vanhemmilleni, joiden tuella oli suurin merkitys työni valmiiksi saattamisessa.

Espoossa  
7.9.2015

Salla Köylijärvi



# Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo .....5

Merkinnät .....7

Lyhenteet.....9

**1 JOHDANTO .....10**

1.1 Tutkimuksen tausta .....10

1.2 Työn tavoitteet ja rajausta .....10

1.3 Työn rakenne.....11

**2 SAVEN KOOSTUMUS JA RAKENNE .....12**

2.1 Sensitiivisyys .....12

2.2 Anisotropia ja homogeenisuus .....13

2.3 Saven rakenne ja destruktuuraatio .....13

2.4 Sulfidisavi .....15

**3 JÄNNITYS- JA MUODONMUUTOSKÄYTTÄYTYMINEN .....17**

3.1 Jännitys- ja muodonmuutosinkrementit .....17

3.2 Kimmoinen ja plastinen muodonmuutos .....18

3.3 Myötö .....19

3.4 Avoin ja suljettu tila .....20

3.5 Painumat.....21

**4 MAAN MEKAANISIA MALLEJA .....24**

4.1 Kriittisen tilan malli .....24

4.2 S-CLAY1-materiaalimalli.....26

4.3 S-CLAY1S-materiaalimalli.....30

**5 PAINUMIEN LASKENTAMENETELMÄT .....35**

5.1 Analyttiset painumalaskentamenetelmät.....35

5.1.1 Tangenttimoduulimenetelmä.....35

5.1.2 Ruotsalainen konsolidaatiopainuman laskentamenetelmä .....37

5.1.3 Terzaghin konsolidaatioteoria .....39

5.2 Elementtimenetelmä.....42

<b>6</b>	<b>TUTKIMUSKOHDE .....</b>	<b>43</b>
6.1	Alueen geologia ja geologinen historia.....	43
6.2	Koepenger ja alueen pohjasuhteet.....	44
6.3	Painumamittaukset .....	45
6.4	Huokosvedenpaine ja pohjavesi.....	47
<b>7</b>	<b>TUTKIMUKSET JA PARAMETRIEN MÄÄRITYS.....</b>	<b>50</b>
7.1	Suoritetut laboratoriokokeet.....	50
7.2	Geologiset tutkimukset .....	52
7.3	Näytteenotto ja näytteiden laatu.....	53
7.4	S-CLAY1S-mallin parametrien määrittäminen.....	54
<b>8</b>	<b>LASKENTA.....</b>	<b>63</b>
8.1	Analyttiset painumalaskennat .....	63
8.1.1	Laskentageometria .....	63
8.1.2	Tangenttimoduulimenetelmä GeoCalcilla .....	63
8.1.3	Tangenttimoduulimenetelmä käsin laskemalla .....	65
8.1.4	Ruotsalainen konsolidaatiopainuman laskentamenetelmä .....	66
8.2	Numeeriset painumalaskennat .....	67
8.2.1	PLAXIS-laskentojen lähtötilanne .....	67
8.2.2	PLAXIS-laskentojen toteutus .....	70
8.2.3	S-CLAY1S-materiaalimallin simulointi PLAXIS-ohjelmalla .....	70
8.3	Stabiliateetin laskenta .....	72
<b>9</b>	<b>TULOKSET JA NIIDEN ANALYYSI .....</b>	<b>75</b>
9.1	Painumatulokset .....	75
9.2	Sivusiirtymät .....	79
9.3	Huokosvedenpaineen ja jännityspolkujen kehitys .....	81
9.4	S-CLAY1S-mallin parametrien muuttuminen painumien vaikutuksesta .....	84
9.5	Destrukturaatioparametrien vaikutus painumiin .....	85
9.6	Tutkimustulosten luotettavuus ja jatkotutkimussuositukset .....	87
<b>10</b>	<b>JOHTOPÄÄTÖKSET JA YHTEENVETO .....</b>	<b>89</b>
	Lähdeluettelo.....	91
	Liiteluettelo .....	96
	<b>LIITTEET</b>	

## Merkinnät

E	[kPa]	kimmokerroin
$E_{oed}^{ref}$	[kPa]	tangenttiödometrimoduuli
$G'$	[kPa]	liukumoduuli
H	[m]	suotomatka
$K_0$	[-]	lepopaine kerroin
L	[m]	pituus
$L_0$	[m]	alkuperäinen pituus
M	[kPa]	tangenttimoduuli (luvussa 5.1.1)
$M_0$	[kPa]	kokoonpuristuvuusmoduuliluku, kun $\sigma' < \sigma'_c$
$M_L$	[kPa]	kokoonpuristuvuusmoduuliluku, kun $\sigma'_c < \sigma' < \sigma'_L$
$M'$	[kPa]	kokoonpuristuvuusmoduuliluku, kun $\sigma' > \sigma'_L$
OCR	[-]	ylikonsolidaatioaste (over consolidation ratio)
POP	[kPa]	ylikonsolidaatio (pre-overburden pressure)
$S_p$	[mm]	kokonaispainuma, kun huokosveden ylipaine on purkautunut
$S_t$	[-]	sensitiivisyys
$T_v$	[-]	aikakerroin
U	[%]	konsolidaatioaste
a	[-]	S-CLAY1S-mallin parametri, joka kuvaa destruktuuraation nopeutta
b	[-]	S-CLAY1S-mallin parametri, joka kuvaa plastisten leikkausmuodonmuutosten vaikutusta sidosten tuhoutumisessa suhteessa plastiin tilavuusmuodonmuutoksiin
$c_v$	[m <sup>2</sup> /a]	konsolidaatiokerroin
e	[-]	huokosluku
$e_0$	[-]	alkuhuokosluku
f	[kPa]	myötöfunktio
g	[kPa]	plastinen potentiaalifunktio
h	[mm]	kerrospaksuus
k	[m/s]	vedenläpäisevyys
m	[-]	moduuliluku
$m_1$	[-]	normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku
$m_2$	[-]	ylikonsolidoituneen osan moduuliluku
p	[kPa]	hydrostaattinen jännitys
$p'$	[kPa]	tehokas hydrostaattinen jännitys
$p'_m$	[kPa]	myötöpinnan koko
$p'_{mi}$	[kPa]	luontaisen myötöpinnan koko
q	[kPa]	deviatorinen jännitys
s(t)	[mm]	painuma ajanhetkellä t
$s_r$	[kPa]	suljetun leikkauslujuuden häiritty arvo
$s_u$	[kPa]	suljettu leikkauslujuus
t	[a]	aika
u	[kPa]	huokosvedenpaine
v	[-]	ominaistilavuus
$w_L$	[%]	juoksuraja
x	[-]	S-CLAY1S-mallin parametri, joka kuvaa savipartikkeleiden välisen sidosten määrää
$x_0$	[-]	S-CLAY1S-mallin parametri, joka kuvaa savipartikkeleiden välisen sidosten määrää alkutilassa
z	[m]	syvyys

$\alpha$	[-]	myötöpinnan kallistusta kuvaava parametri
$\alpha_0$	[-]	myötöpinnan kallistusta kuvaavan parametrin alkuarvo
$\beta$	[-]	S-CLAY1- ja S-CLAY1S-mallien parametri, joka kuvaa plastisten leikkausmuodonmuutosten vaikutusta myötöpinnan kiertymiseen suhteessa plastisiin tilavuusmuodonmuutoksiin
$\beta$	[-]	jännityseksponentti (tangenttimoduulimenetelmä)
$\beta_1$	[-]	normaalikonsolidoituneen osan jännityseksponentti
$\beta_2$	[-]	yliekonsolidoituneen osan jännityseksponentti
$\Gamma$	[-]	ominaistilavuus jännityksellä $p' = 1$ kPa kriittisessä tilassa
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	maan tilavuuspaino
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	veden tilavuuspaino
$\varepsilon$	[-]	muodonmuutos
$\varepsilon_{TRUE}$	[-]	todellinen muodonmuutos
$\varepsilon_1$	[-]	suurimman pääjännityksen suuntainen muodonmuutos
$\varepsilon_3$	[-]	pienimmän pääjännityksen suuntainen muodonmuutos
$\varepsilon^e$	[-]	kimmoinen eli palautuva muodonmuutos
$\varepsilon^p$	[-]	plastinen eli pysyvä muodonmuutos
$\varepsilon_s$	[-]	leikkausmuodonmuutos
$\varepsilon_s^e$	[-]	kimmoinen leikkausmuodonmuutos
$\varepsilon_s^p$	[-]	plastinen leikkausmuodonmuutos
$\varepsilon_v$	[-]	tilavuusmuodonmuutos
$\varepsilon_v^e$	[-]	kimmoinen tilavuusmuodonmuutos
$\varepsilon_v^p$	[-]	plastinen tilavuusmuodonmuutos
$\eta$	[-]	jännityssuhde $\eta = q/p'$
$\kappa$	[-]	paisumisindeksi (Cam-Clay-malli)
$\kappa^*$	[-]	muunnettu paisumisindeksi
$\Lambda$	[-]	plastinen kerroin
$\lambda$	[-]	kokoonpuristuvuusindeksi (Cam-Clay-malli)
$\lambda^*$	[-]	muunnettu kokoonpuristuvuusindeksi
$\lambda_i$	[-]	kokoonpuristuvuusindeksi rakennetuille näytteille
$M$	[-]	kriittisen tilan jännityssuhde
$\mu$	[-]	S-CLAY1- ja S-CLAY1S-mallien parametri, joka säätelee myötöpinnan kallistumisen nopeutta
$\nu$	[-]	Poissonin luku
$\sigma$	[kPa]	jännitys
$\sigma'_c$	[kPa]	esikonsolidaatiojännitys
$\sigma'_L$	[kPa]	rajajännitys
$\sigma_v$	[kPa]	vertailujännitys 100 kPa
$\sigma'_{v0}$	[kPa]	tehokas jännitys ennen kuormitusta
$\sigma'_z$	[kPa]	tehokas vallitseva jännitys
$\sigma'_1$	[kPa]	suurin tehokas pääjännitys
$\sigma'_3$	[kPa]	pienin tehokas pääjännitys
$\varphi'$	[°]	tehokas kitkakulma

## Lyhenteet

CSL	Kriittisen tilan suora (critical state line)
FEM	Elementtimenetelmä (finite element method)
FOS	Varmuuskerroin (factor of safety)
LIR	Kuormitusportaiden välinen suhde (load increment ratio)
MCC	Muunnettu Cam-Clay-malli (Modified Cam-Clay)

# 1 Johdanto

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Suomen rakennuskanta on tiivistynyt kaupungistumisen myötä, minkä seurauksena uutta rakennusmaata tarvitaan jatkuvasti. Tämä tarkoittaa rakentamisen siirtymistä vaikeammin rakennettaville alueille, mikä etenkin rannikkoseuduilla tarkoittaa pehmeitä savipohjia. Savimaalle rakentaminen on aina haasteellista saven painumakäyttäytymisen takia, minkä vuoksi tarvitaan tarkkoja menetelmiä painuman ja muiden muodonmuutosten arvioimiseksi. Rakennuspohjien muuttuessa aina vain haasteellisemmiksi perinteiset geoteknisen suunnittelun yksinkertaiset ja kokemukseen perustuvat menetelmät eivät enää tuota riittävän tarkkoja tuloksia. Alalle tarvitaankin uusia, saven muodonmuutoksenkäyttäytymistä tarkemmin kuvaavia malleja.

Useimmissa aiemmin käytössä olleissa painumien laskentamenetelmissä saven käyttäytyminen on oletettu isotrooppiseksi. Savi on kuitenkin luonnostaan anisotrooppinen materiaali, ja anisotropia on tärkeä ottaa huomioon saven muodonmuutoksenkäyttäytymistä mallinnettaessa. Lisäksi savipartikkeleiden välisillä sidoksilla on merkittävä vaikutus saven painumiin, sillä kuormituksen alaisena sidokset katkeavat. Ilmiötä kutsutaan destruktuuraatioksi. Anisotropian ja destruktuuraation vaikutus olisi syytä ottaa huomioon saven painumia määritettäessä, mutta samalla suunnittelumenetelmien tulisi kuitenkin pysyä käytön kannalta yksinkertaisina.

Tässä työssä tutkimuskohteena on Itä-Helsingissä sijaitsevaan Östersundomin kaupunginosaan rakennettu koepenger. Sipooseen aiemmin kuuluneesta Östersundomista tuli vuonna 2009 osa Helsinkiä, ja alueelle on suunnitteilla kymmenien tuhansien asukkaiden uusi kaupunginosa mahdollistamaan Helsingin seudun kaupunkirakenteen kehittyminen ja laajeneminen.

## 1.2 Työn tavoitteet ja rajaus

Tässä työssä tutkitaan saven muodonmuutoksia ja etenkin painumia saven anisotropian huomiovilla uusilla materiaalimalleilla S-CLAY1 ja S-CLAY1S, joista jälkimmäinen ottaa myös huomioon savessa olevat sidokset. Näissä materiaalimalleissa tarvittavat parametrit on määritetty Aalto-yliopistossa tehtyjen laboratoriokokeiden perusteella. Tutkimuskohteena on Itä-Helsingin Östersundomiin rakennettu koepenger, jonka avulla tutkitaan alueen painumaominaisuuksia.

Tutkimuksen kohteena oleva koepenger sijaitsee erittäin pehmeällä savikolla, joten sen painumakäyttäytymisen ennustaminen on haasteellista. Tässä työssä koepenkereen painumia lasketaan erilaisilla analyttisillä ja numeerisilla menetelmillä ja laskentojen tuloksia verrataan sekä keskenään että koepenkereen havaittuun painumakäyttäytymiseen.

Työn tavoitteena on määrittää, millaisia painumia Östersundomin koepenkereen alueella on odotettavissa. Lisäksi tavoitteena on arvioida, millainen vaikutus saven anisotropialla sekä saven sidoksilla on koepenkereen savikon painumiin. Samalla tutkitaan S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimallien luotettavuutta numeerisessa mallinnuksessa.

Työssä tutkitaan Östersundomin koepenkereen primaarista konsolidaatiopainumaa kaksiulotteisilla laskentamenetelmillä. Sekundaaripainuman huomioivat laskentamenetelmät ja materiaalimallit on jätetty tämän työn ulkopuolelle. Tässä työssä ei myöskään käytetä kolmiulotteisia laskentaohjelmia. Painumien laskentamenetelmissä on keskitytty numeeriseen laskentaan uusilla S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimalleilla.

Tässä työssä on lisäksi selvitetty Östersundomin alueen geologiaa ja geologisen historian vaikutusta alueen maaperään yhteistyössä Geologian tutkimuskeskuksen kanssa. Tarkoituksena on ollut selvittää, millaiset geologiset prosessit ovat vaikuttaneet alueen maaperän syntyyn ja ominaisuuksiin.

### **1.3 Työn rakenne**

Tämä diplomityö koostuu kahdesta osasta, joista ensimmäinen on kirjallisuusselvitys, ja jälkimmäisessä osassa tutkitaan koepenkereen muodonmuutoksia eri laskentamenetelmillä. Kirjallisuusselvityksessä tutustutaan saven jännitys- ja muodonmuutoskäyttäytymiseen sekä saven käyttäytymistä kuvaaviin materiaalimalleihin. Kirjallisuusosassa käydään lisäksi läpi eri painumalaskentamenetelmien teoriaa. Tutkimusosassa on kuvailtu tutkimuskohde, alueen geologia sekä suoritettut laboratoriokokeet ja geologiset tutkimukset. Laboratoriokokeiden tuloksista on määritetty eri laskentamenetelmissä käytettävät laskentaparametrit, ja etenkin uudempien S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimallien parametrien määrittäminen on käyty yksityiskohtaisesti läpi. Tutkimusosassa on lisäksi kuvattu painumalaskentojen toteutus ja esitetty laskentojen tulokset. Laskentatuloksia on lopuksi verrattu penkereellä havaittuihin mittaustuloksiin.

## 2 Saven koostumus ja rakenne

### 2.1 Sensitiivisyys

Sensitiivisyys kuvaa maan häiriintymisherkkyyttä. Häiriintymisessä maan ominaisuudet muuttuvat, ja maan lujuus pienenee. Sensitiivisyys lasketaan luonnontilaisen maan suljetun leikkauslujuuden ja täysin häirityn maan suljetun leikkauslujuuden suhteena (Lojander 1985, s. 112):

$$S_t = \frac{s_u}{s_r} \quad (1)$$

missä  $S_t$  on sensitiivisyys [-]  
 $s_u$  on maan suljettu leikkauslujuus [kPa]  
 $s_r$  on maan suljetun leikkauslujuuden häiritty arvo [kPa].

Geoteknisessä maaluokituksessa hienorakeiset maalajit jaetaan sensitiivisyyden mukaan kolmeen ryhmään: vähän sensitiivinen  $S_t \leq 10$ , kohtalaisen sensitiivinen  $S_t = 10 \dots 30$  ja hyvin sensitiivinen  $S_t > 30$  (Korhonen et al. 1974, s. 18). ISO-luokituksen mukaan hienot maa-ainekset voidaan luokitella sensitiivisyyden perusteella neljään ryhmään: sensitiivisyys on pieni  $S_t < 8$ , keskimääräinen  $S_t = 8 \dots 30$  tai suuri  $S_t > 30$ . Jos sensitiivisyys  $S_t > 50$ , kutsutaan maa-ainesta ISO-luokituksessa juoksusaveksi (quick clay). (SFS-EN ISO 14688-2 2005.)

Sensitiivisten maiden häiritty leikkauslujuus on huomattavasti pienempi kuin niiden luonnontilainen leikkauslujuus, minkä vuoksi sensitiivisten maiden käsittely ja kuljetus on hankalaa (Lojander 1985, s. 112, Wood 1990, s. 296). Savien muodostumisympäristöllä on vaikutusta sensitiivisyyden muodostumiseen, ja etenkin sedimentoitumisympäristön suolapitoisuudella on huomattu olevan merkittävää vaikutusta sensitiivisyyden kehittämisessä. Suolaiseen mereen sedimentoituneet savet muuttuvat erittäin sensitiivisiksi, kun ne nousevat maankohoamisen yhteydessä merenpinnan yläpuolelle. Savien ollessa kuivalla maalla niiden huokosveteen lienneet suolat huuhtoutuvat pois. Suolaiseen veteen muodostuneissa savissa partikkeliryhmät ovat isompia sekä tiiviimpiä, jolloin saven lujuus on suurempi. Suolapitoisuuden pienentyessä partikkeleiden rakenne on erittäin herkkä jännitystilalle tapahtuvalle muutokselle, jolloin partikkelit hajoavat helposti. Partikkeleiden hajotessa saven lujuus pienenee. Suolapitoisuutta tärkeämpi tekijä sensitiivisyyden aiheuttajana saattaa kuitenkin olla saven ionikoostumus, sillä kaikki suolaiseen ympäristöön sedimentoituneet ja meren pinnan yläpuolelle nousseet savet eivät ole erityisen sensitiivisiä. Mitä enemmän huokosvedessä on lienneena  $\text{Na}^+$ - ja  $\text{K}^+$ -ioneja, sitä sensitiivisempää saven on huomattu olevan. (Rankka et al. 2004, s. 23-30.)



## 2.2 Anisotropia ja homogeenisuus

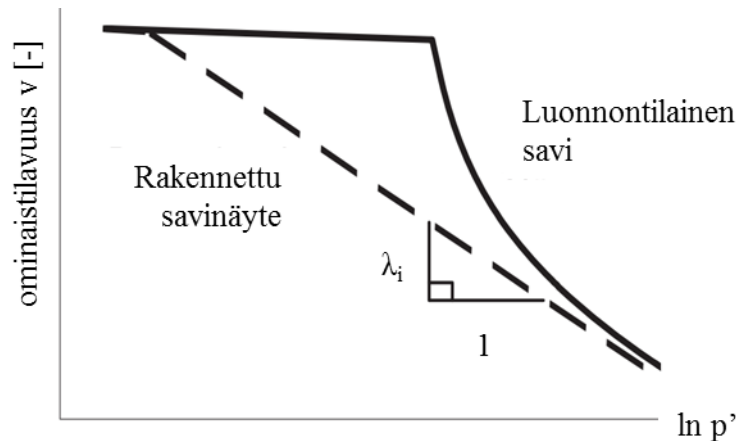
Savi on luonnostaan anisotrooppinen materiaali, eli sen mekaaniset ominaisuudet ovat erilaiset eri suunnista tarkasteltuna. Anisotropia on peräisin savipartikkeleiden levymäisestä muodosta sekä sedimentaatiosta. Luonnossa savet ovat sedimentoituneet painovoiman vaikutuksesta, jolloin saven ominaisuudet ovat erilaiset vaaka- ja pystysuunnissa. Myös maakerroksen konsolidaatiohistorialla on vaikutusta anisotropian kehittymisessä. (Karstunen ja Koskinen 2008.) Yksinkertaisimmat maan käyttäytymistä kuvaavat mallit ovat isotrooppisia, eli maan ominaisuudet eivät ole riippuvaisia tarkastelusuunnasta, mutta saven todennukaista käyttäytymistä kuvaamaan tarvitaan anisotropian huomioiva malleja. Tällaisia malleja on esitelty tarkemmin työn luvussa 4.

Maaperä oletetaan yleensä homogeeniseksi, jolloin sen materiaaliominaisuudet ovat kaikkialla samanlaiset. Näin ei kuitenkaan todellisuudessa ole, vaan sedimentaatioprosessin takia maakerrokset ovat harvoin tasalaatuisia. Maaperää tarkasteltaessa se joudutaan yleensä kuitenkin jakamaan homogeenisiin kerroksiin. Näitä kerroksia kutsutaan geoteknisiksi kerroksiksi. Todellisuudessa homogeeniset kerrokset ovat ohuita, mutta käytännön työssä maaperä joudutaan usein jakamaan paksuihinkin homogeenisiksi oletettuihin kerroksiin. Geoteknisten kerrosten ominaisuudet on helppo ilmaista käyttämällä valittuja vakioarvoja kerroksen sisällä (Korhonen 1985b, s. 389).

## 2.3 Saven rakenne ja destruktuatio

Luonnontilaisen, pehmeän saven ominaisuuksien on havaittu riippuvan saven rakenteesta (structure). Rakenne on seurausta muun muassa saven mineralogiasta, kemiallisesta koostumuksesta, savipartikkeleiden koosta ja muodosta sekä sedimentaatioprosessista. (Koskinen 2014, s. 19.) Myös sementaatio eli kemiallisten yhdisteiden saostuminen muodostaa saveen rakennetta (Leroueil et al. 1990, s. 76). Saven rakenne koostuu kahdesta osasta: rakeiden suuntautumisesta ja järjestyksestä (fabric) sekä niiden sitoutumisesta (bonding). Rakeiden sitoutumisella tarkoitetaan partikkeleiden välisiä voimia. Lisäksi saven ikääntyminen (ageing) muodostaa saveen rakennetta. (Atkinson 2007, s. 232-233.)

Savessa olevat sidokset lisäävät saven lujuutta sekä kasvattavat jännitysalueita, jolla saven muodonmuutokset ovat palautuvia. Saven rakenne tulee ottaa huomioon saven muodonmuutoksia tarkasteltaessa, sillä rakenteella voi olla merkittäviä vaikutuksia saven muodonmuutuskäyttäytymiseen. (Leroueil ja Vaughan 1990.) Savessa olevien sidosten vaikutusta saven muodonmuutoksiin on kuvattu kuvassa 1.



Kuva 1. Saven rakenteen vaikutus saven muodonmuutoksiin. Luonnontilaisen saven käyrän äkkinäinen romahdus kuvaa destruktuuraatiota. (Koskinen et al. 2002.)

Kuvassa 1 mainitun rakennetun näytteen avulla voidaan tutkia saven luontaisia (intrinsic) ominaisuuksia. Rakennettu näyte on savinäyte, josta saven rakenne on poistettu. Näytteen rakentaminen tapahtuu sekoittamalla savea voimakkaasti vesipitoisuudessa, joka on yhtä suuri tai hieman suurempi kuin saven juoksuraja ( $w = 1,0 \dots 1,25 \times w_L$ ). Sekoittamisen jälkeen näytteen annetaan konsolidoitua. (Burland 1990, s. 332.) Kuvassa 1 olevien luonnontilaisen saven ja rakennetun savinäytteen muodonmuutuskäyrien väliin jäävä alue kuvaa saven sidosten tuomaa lisälujuutta. Sidosten ansiosta savella on ylimääräistä kapasiteettia ottaa vastaan kuormaa ennen kuin savessa alkaa tapahtua palautumattomia muodonmuutoksia (Länsivaara 2000, s. 9).

Savessa olevien sidosten tuhoutumista kutsutaan destruktuuraatioksi. Destrukturaatiota tapahtuu, kun savessa olevat jännitykset ylittävät saven myötölujuuden ja saveen muodostuu palautumattomia muodonmuutoksia. Palautumattomien muodonmuutosten vaikutuksesta savipartikkeleiden järjestys muuttuu pysyvästi ja partikkeleiden väliset sidokset katkeavat. (Koskinen 2014, s. 20-21.) Destrukturaation vuoksi saven lujuus pienenee (Leroueil et al. 1990, s. 89). Destrukturaation voi havaita kuvassa 1 luonnontilaisen saven muodonmuutuskäyrästä. Myötöjännityksen jälkeen savessa olevat sidokset katkeavat ja savessa tapahtuu suuria muodonmuutoksia. Tämän voi havaita käyrän äkkinäisenä romahtamisena.

Plastisten muodonmuutosten lisäksi myös erilaiset geologiset prosessit voivat aiheuttaa saven rakenteen häviämistä. Esimerkiksi maan mekaaninen tai kemiallinen rapautuminen tuhoaa rakennetta. Lisäksi saven vesipitoisuuden vaihtelun tai jäätyksen aiheuttama tilavuuden muuttuminen aiheuttaa rakenteen häviämistä. Saven rakenteen tuhoutua se voi kuitenkin hyvin pitkän ajan myötä muodostua saveen uudelleen. (Leroueil ja Vaughan 1990.)

## 2.4 Sulfidisavi

Hapan sulfaattimaa on yleisnimitys maille, jotka sisältävät raudan sulfideja. Joutuessaan kosketuksiin ilman hapen kanssa sulfidit hapettuvat sulfaateiksi, jolloin maahan syntyy pH-arvoltaan happamia kerroksia. Pohjavedenpinnan alapuolella sulfaattimaat eivät ole vielä joutuneet kontaktiin hapen kanssa, eivätkä ne ole hapettuneet. Pohjavedenpinnan alapuolisia sulfaattimaita kutsutaankin potentiaalisiksi sulfaattimaiksi. Nämä maat voivat olla pH-arvoltaan jopa neutraaleja. (Harmanen 2007, s. 9.)

Suomessa sulfaattimaat ovat syntyneet noin 7 000 - 4 000 vuotta sitten esiintyneen Litorinamereksi kutsutun Itämeren jääkauden jälkeiseen vaiheen aikana. Tuolloin merivesi rehevöityi ja sen biologinen tuotanto kasvoi runsaasti, minkä seurauksena mereen kerrostui orgaanista ainesta sisältävää liejusavea. (Eronen 1992, s. 18.) Sulfidit sedimentteihin syntyivät, kun mikrobit pelkistivät meriveden sulfaatteja  $\text{SO}_4^{2-}$  sulfideiksi  $\text{S}^{2-}$  (Harmanen 2007, s. 10). Sulfaattimaiden muodostuminen jatkuu yhä sellaisissa hapetomissa meriolosuhteissa, joissa on saatavilla orgaanista ainetta, rautaa sekä rikkiä (Pousette 2007, s. 4).

Suomessa yleisin sulfaattimaiden sulfidi on rautamonosulfidi  $\text{FeS}$ . Kun sulfaattimaat joutuvat kontaktiin ilman kanssa joko maastakaivun tai pohjavedenpinnan alenemisen seurauksena, niiden rautamonosulfidi hapettuu, ja reaktiossa syntyy rikkihappoa. Rikkihappo aiheuttaa maan happamoitumisen, ja maan pH voi laskea jopa arvoon 2,5. Happamien olosuhteiden vuoksi maasta voi myös vapautua metalleja kuten rautaa, alumiinia ja erilaisia raskasmetalleja. (Pousette 2007, s. 5.) Rikkihappo ja metallit voivat aiheuttaa vahinkoja ympäristölle, rakentamiselle ja jopa ihmisen terveydelle (Harmanen 2007, s. 9).

Sulfaattimaita esiintyy Euroopassa entisen Litorinameren alueella (kuva 2) sekä nykyisten rannikkojen läheisyydessä (Pousette 2007, s. 4). Suomessa sulfidipitoisia sedimenttejä esiintyy eniten Pohjanmaan rannikoilla, ja Etelä-Suomessa sulfidimaita esiintyy rannikkoalueilla liejusavimailla. Sulfidipitoinen savi on tyypillisesti väriltään mustaa ja tuoksuu rikin takia voimakkaasti mädäntyneeltä. Hapettuessaan musta sulfidisavi muuttuu ruskean tai keltaisen väriseksi. (Harmanen 2007, s. 15-17.) Sulfidisaven musta väri johtuu rautamonosulfidista (Pousette 2007, s. 4).



Kuva 2. Entisen Litorinameren sijainti noin 5 000 eaa (Pousette 2007, s. 4).

Sulfidisavet ovat ongelmallisia savelle rakennettaessa. Niiden vesipitoisuus ja orgaanisen aineksen määrä ovat yleensä korkeita, minkä vuoksi sulfidisavissa tapahtuu suuria painumia. Lisäksi niiden kantokestävyys on heikko. Sulfidisaville rakennettaessa on yleensä käytettävä pohjanvahvistuksia, jotta maaperästä saadaan riittävän kestävä. Vaihtoehtoisesti sulfidipitoinen maa-aines voidaan kaivaa pois ja korvata rakennuskelpoisemmilla massoilla. Massanvaihdon yhteydessä sulfidipitoisia, happamia massoja tulee kuitenkin käsitellä asianmukaisesti, ja etenkin maan sisältämien metallien pääsy vesistöihin tulee estää. Lisäksi sulfidimaiden alhainen pH-taso voi aiheuttaa betonirakenteiden syöpymistä sekä teräksen korroosioita, mikä voi vaikuttaa paalujen ja maanvaraisten betonilaattojen pysyvyyteen sekä kestoikään. (Pousette 2007, s. 3.)

Massanvaihto on usein kallis ratkaisu, ja maan stabiloiminen onkin sulfidimailla usein kannattavampi vaihtoehto. Sulfidimaita stabiloitaessa tavallisesti sideaineena käytetyt kalkki ja sementti eivät kuitenkaan tuota maalle riittävää lisälujuutta, sillä kalkin ja sementin sisältämä kalsium reagoi herkästi sulfidipitoisen maan kanssa. Suositeltavaa onkin käyttää kalkin ja sementin lisäksi sideaineessa kipsiä, lentotuhkaa tai masuunikuonaa. (Andersson ja Norrman 2004.) Pousetten (2007, s. 22) mukaan ohuilla sulfidisavikerroksilla myös esikuormitus pystyjoituksella tai ilman voi olla toimiva pohjanvahvistusmenetelmä.

### 3 Jännitys- ja muodonmuutoskäyttäytyminen

#### 3.1 Jännitys- ja muodonmuutosinkrementit

Geomekaniikassa jännityksiä tarkastellaan yleensä ensimmäisen pääjännityksen suhteen symmetrisessä eli aksisymmetrisessä jännitystilassa, jossa  $\sigma'_2 = \sigma'_3$ . Aksisymmetrisessä tilassa jännitykset jaetaan hydrostaattiseen jännitykseen  $p'$  ja deviatoriseen jännitykseen  $q$ :

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3)$$

missä  $p'$  on hydrostaattinen jännitys [kPa]  
 $q$  on deviatorinen jännitys [kPa]  
 $\sigma'_1$  on suurin tehokas pääjännitys [kPa]  
 $\sigma'_3$  on pienin tehokas pääjännitys,  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  [kPa].

Useimmissa kuormitustapauksissa  $\sigma'_1$  on pystysuuntainen ja  $\sigma'_3$  vaakasuuntainen jännitys. Muodonmuutokset jaetaan leikkausmuodonmuutokseen ja tilavuusmuodonmuutokseen kaavojen (4) ja (5) mukaisesti. Tilavuusmuodonmuutos  $\varepsilon_v$  kuvaa kappaleen koon muutosta ja leikkausmuodonmuutos  $\varepsilon_s$  kappaleen muodon muuttumista (Atkinson 2007, s. 26-27).

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (4)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (5)$$

missä  $\varepsilon_s$  on leikkausmuodonmuutos [-]  
 $\varepsilon_v$  on tilavuusmuodonmuutos [-]  
 $\varepsilon_1$  on suurimman pääjännityksen suuntainen muodonmuutos [-]  
 $\varepsilon_3$  on pienimmän pääjännityksen suuntainen muodonmuutos,  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$  [-].

Muodonmuutokset voidaan määrittää joko niin sanottuna insinöörimuodonmuutoksena (engineering strain) tai todellisena muodonmuutoksena (true strain, natural strain). Insinöörimuodonmuutos määritetään kaavalla (6) ja todellisen muodonmuutoksen lisäys kaavalla (7). Kaavoissa muodonmuutokset on esitetty venyminä eli pituuden muutoksina, mutta kaavoilla voidaan laskea kaikkia muodonmuutoksia. Insinöörimuodonmuutos on pituuden muutos suhteessa alkuperäiseen pituuteen, sen sijaan todellisessa muodonmuutoksessa verrataan hetkellistä pituuden muutosta  $dL$  kappaleen pituuteen kyseisellä ajanhetkellä. Todellisen muodonmuutoksen arvo saadaan summaamalla muodonmuu-

toksen lisäykset keskenään. Tässä työssä muodonmuutoksella tarkoitetaan insinööri-muodonmuutosta, ellei toisin ole mainittu.

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (6)$$

$$d\varepsilon_{TRUE} = \frac{dL}{L} \quad (7)$$

missä  $\varepsilon$  on muodonmuutos [-]  
 $\varepsilon_{TRUE}$  on todellinen muodonmuutos [-]  
 $L$  on kappaleen pituus [m]  
 $L_0$  on kappaleen alkuperäinen pituus [m].

### 3.2 Kimmoinen ja plastinen muodonmuutos

Jännitykset aiheuttavat maakerrokseen aina muodonmuutoksia (Korhonen 1985b, s. 366). Muodonmuutokset voivat olla tilavuusmuodonmuutoksia tai leikkausmuodonmuutoksia. Pystysuuntaisia muodonmuutoksia kutsutaan painumiksi. Painumia on käsitelty tarkemmin työn luvussa 3.5.

Eri materiaalit käyttäytyvät jännityksen alaisena eri tavoin. Maa-aines voi käyttäytyä kimmoisesti tai plastisesti. Kimmoiseksi materiaaliksi kutsutaan materiaalia, jonka jännitys ja muodonmuutos ovat suoraan verrannollisia toisiinsa ja jossa muodonmuutokset ovat täysin palautuvia (Wood 1990, s. 55). Kimmoisen materiaalin käyttäytymistä kuvaa Hooken laki:

$$\sigma = \varepsilon E \quad (8)$$

missä  $\sigma$  on jännitys [kPa]  
 $\varepsilon$  on muodonmuutos [-]  
 $E$  on materiaalin kimmokerroin [kPa].

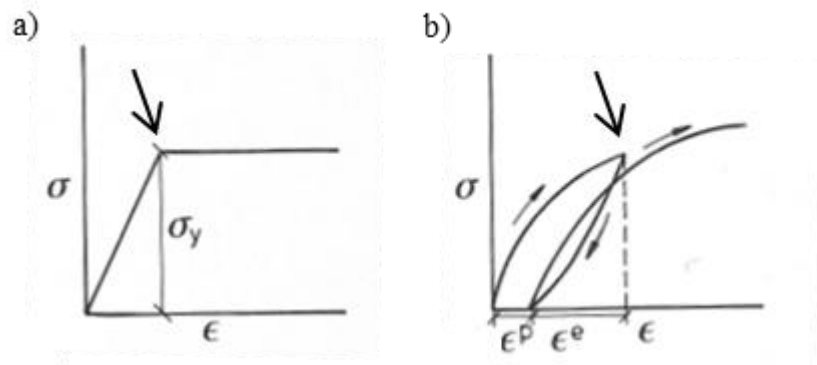
Maa-aines käyttäytyy kuitenkin harvoin täysin kimmoisesti. Muodonmuutokset ovat maa-alkiota kuormitettaessa alussa palautuvia, mutta kuormituksen lisääntyessä maassa alkaa tapahtua myös pysyviä muodonmuutoksia. Pysyvät eli plastiset muodonmuutokset eivät palaudu, vaikka kuormitus poistuisi. Maan käyttäytymistä kuvataankin yleensä kimmoplastisella mallilla, joka kuvaa palautuvien ja plastisten muodonmuutosten yhteisvaikutusta. Kimmoplastisessa mallissa kokonaismuodonmuutos on kimmoisen ja plastisen muodonmuutoksen summa kaavan (9) mukaisesti (Korhonen 1985a, s. 264, Laaksonen ja Lojander 1990, s. 14-16):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (9)$$

missä  $\varepsilon$  on kokonaismuodonmuutos [-]  
 $\varepsilon^e$  on kimmoinen eli palautuva muodonmuutos [-]  
 $\varepsilon^p$  on plastinen eli pysyvä muodonmuutos [-].

### 3.3 Myötö

Myödöllä tarkoitetaan tapahtumaa, jolloin materiaalissa alkaa tapahtua merkittäviä plastisia eli palautumattomia muodonmuutoksia. Jännitystä, jolla myötö alkaa, kutsutaan myötörajaksi tai myötöpisteeksi. Jännitysten kasvaessa myötöpisteen jälkeen myös plastiset muodonmuutokset lisääntyvät ja materiaali muuttuu pysyvästi muotoaan. Myötöä on havainnollistettu kuvassa 3. Jos jännitysten kasvattamista jatketaan myötöpisteen jälkeen, kasvavat myös plastiset muodonmuutokset, kunnes saavutetaan materiaalille ominainen murtotila. Murtotilassa leikkausjännitykset kasvavat materiaalin leikkauslujuuden suuruisiksi ja lopulta materiaali murtuu. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 15-17.)



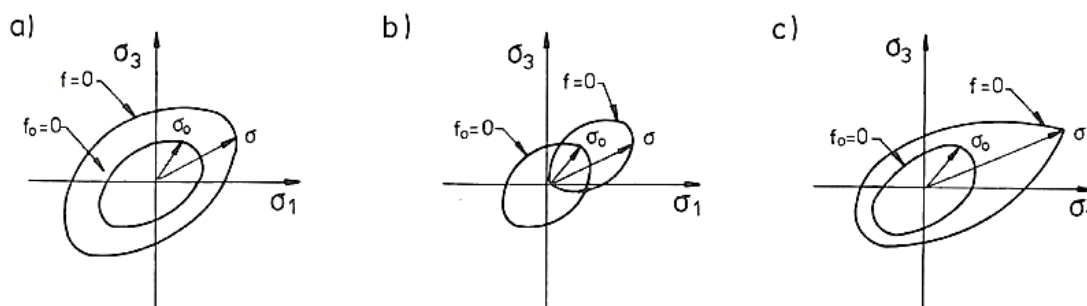
Kuva 3. Materiaalin myötö. Kuvassa a) on havaittavissa selkeä myötöpiste, kuvassa b) on kuvattu kuormitus-palautus-sykliä ja siinä on havaittavissa palautumattomien  $\varepsilon^p$  ja palautuvien  $\varepsilon^e$  muodonmuutosten osuus. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 15.) Kuvaan on lisätty nuolet havainnollistamaan myötöpisteitä.

Jännitysvaruudessa myötöä kuvataan myötöpinnalla, jonka määrittää myötöfunktio  $f$ . Myötöpinta määrittää alueen, jonka sisällä materiaalin käyttäytyminen on kimmoista ja muodonmuutokset palautuvia. Jännitysten saavuttaessa myötöpinnan materiaali myötää, eli plastisia muodonmuutoksia alkaa tapahtua. Jännitystila ei voi olla myötöpinnan määrittämän alueen ulkopuolella. Kuvassa 4 on esitetty myötöpinta  $p$ - $q$ -koordinaatistossa. Myötöpinnan muoto ja koko ovat jokaiselle materiaalille ominaisia, ja ne riippuvat saaven kuormitushistoriasta. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 15-17, Wood 1990, s. 84-86.)

Myödön aikana materiaalissa voi tapahtua myötölujittumista tai myötöpehmenemistä, joiden johdosta myötöpinnan muoto ja koko voivat muuttua. Myötölujittumisessa plastiset muodonmuutokset kasvavat jännitysten kasvaessa ja myötöpinnan suuruus kasvaa. Myötöpehmenemisessä sen sijaan plastiset muodonmuutokset jatkavat kasvamista,

vaikka jännitys pienenee. Tällöin myötöpinnan koko pienenee. Myötöpehmenemistä voi tapahtua vasta materiaalin murron jälkeen. Myötöpinnan muodon muuttumista kuvataan lujittumislajeilla. Yleisimmät lujittumislait ovat isotrooppinen, kinemaattinen sekä nurkkien muodostumiseen johtava lujeneminen, joita on havainnollistettu kuvassa 4. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 17-25.)

Saven muodonmuutoskäyttäytyminen ja myötölujittuminen on havaittavissa myös kuvassa 3b. Kun saven kuormitus lopetetaan, palautuvat sen muodonmuutokset vain kimmoiselta osalta. Kun kuormitusta jälleen jatketaan, alkaa plastisia muodonmuutoksia tapahtua vasta edellisen kuormituksen maksimikohdan ylittyessä. Tästä maksimikuormasta on nyt tullut myötölujittumisen takia saven uusi myötöpiste. (Wood 1990, s. 89-98.) Kuvassa 3b on myös havaittavissa savelle tyypillinen hystereesi-ilmiö. Hystereesissä muodonmuutoksen ja jännityksen polku ei kulje kuormituksessa ja palautuksessa samaa reittiä, mikä on havaittavissa jännitys-muodonmuutos-kuvaajassa silmukkana (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 15-16).



Kuva 4. Myötöpintoja sekä myötölujenemislait. Myötöpinnan  $f$  sisällä muodonmuutokset ovat palautuvia. Lujenemislait: a) isotrooppinen b) kinemaattinen c) nurkkien muodostuminen. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 17.)

Plastisuusteoriassa plastisen muodonmuutosinkrementin suunta on määritetty myötösäännön avulla. Teoriassa oletetaan, että on olemassa jännitystilasta riippuva skalaarifunktio eli plastinen potentiaalifunktio  $g$ . Muodonmuutosinkrementit ovat kohtisuorassa plastisen potentiaalifunktion muodostamaa pintaa vastaan. Joillakin materiaaleilla plastinen potentiaalifunktio ja myötöfunktio voidaan olettaa samoiksi, jolloin puhutaan assosiatiivisesta myötösäännöstä. Tällöin muodonmuutosinkrementit ovat kohtisuorassa myös myötöpintaa vastaan. Assosiatiivinen myötösääntö soveltuu hyvin kuvaamaan veden kyllästämiä koheesiomaalajeja. Konsistenssiehto  $df = 0$  puolestaan määrittää jännitystilaa pysymään myötöpinnalla plastisten muodonmuutosten aikana. Myötöpinnalla pätee  $f = 0$ . (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 29-30.)

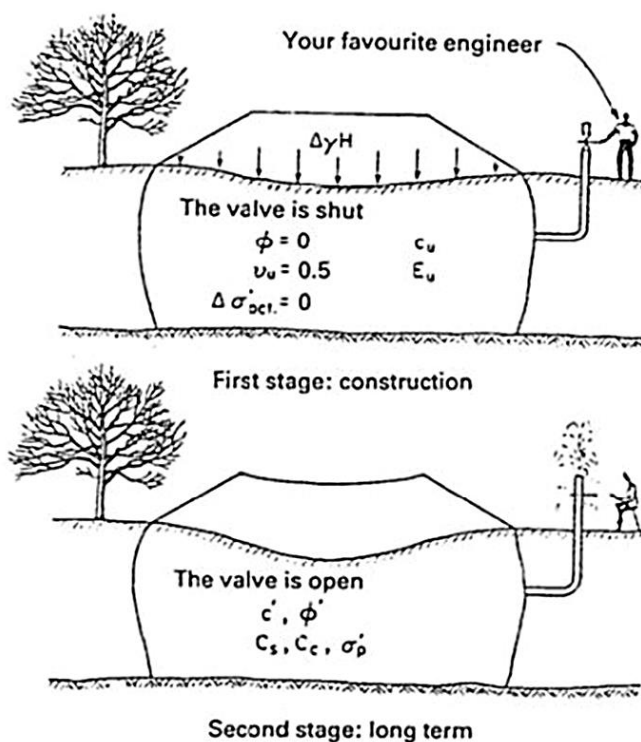
### 3.4 Avoin ja suljettu tila

Geomekaniikassa muodonmuutostilat jaotellaan perinteisesti suljettuun ja avoimeen tilaan. Suljetuksi tilaksi kutsutaan muodonmuutostilaa, jossa ei tapahdu lainkaan tilavuudenmuutoksia, vaan kaikki muodonmuutokset ovat leikkausmuodonmuutoksia.



Kuormituksen aiheuttama jännityksen lisäys siirtyy kokonaan huokosveden ylipaineeksi, sillä huokosvesi ei ehdi poistua maakerroksesta nopean jännityksen lisäyksen aikana. Suljettua tilaa esiintyy esimerkiksi huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaakerroksissa kuormituksen aikana ja heti sen jälkeen. (Korhonen 1985a, Leroueil et al. 1990, s. 147-148.)

Avoin tila esiintyy rakentamisvaiheen jälkeen, kun huokosveden ylipaine purkautuu, ja savi konsolidoituu. Samalla syntyy painumia. Huokosveden ylipaineen purkautuessa maan tehokkaat jännitykset kasvavat. Avoimessa tilassa tapahtuu samanaikaisesti sekä tilavuusmuodonmuutoksia että leikkausmuodonmuutoksia. (Korhonen 1985a, Leroueil et al. 1990, s. 147-148.) Avointa tilaa voidaan käyttää kuvaamaan saven käyttäytymistä vain, jos kuormitus tapahtuu hyvin hitaasti ja kun huokosvedellä on riittävästi aikaa virrata pois maaperästä. Avoimen ja suljetun tilan periaate on esitetty kuvassa 5.



Kuva 5. Ylempänä suljettu tila eli rakentamisen aikainen tilanne. Alempana avoin tila eli rakentamisen jälkeinen, pitkän ajan tilanne (Leroueil et al. 1990, s. 148).

### 3.5 Painumat

Painumat ovat maaperässä tapahtuvia, kuormituksen aiheuttamia pystysuuntaisia muodonmuutoksia. Etenkin epätasaiset painumat ovat haitallisia, sillä ne voivat aiheuttaa vaurioita rakenteisiin. Painumat voivat myös vaurioittaa rakennusten ulkonäköä ja aiheuttaa haittaa niiden käytettävyydelle. Painumien suuruuteen ja nopeuteen vaikuttaa kuormituksesta aiheutuva jännityksen lisäys. Lisäksi maalajilla sekä maan tiiviydellä,

vedenläpäisevyydellä ja rakenteella on vaikutusta painumien suuruuteen ja painumano-  
peuteen. (Korhonen 1985b, s. 365-366.)

Painumien oletetaan koostuvan neljästä painumalajista: alkupainumasta, primaarisesta konsolidaatiopainumasta, sekundaarisesta painumasta sekä sivusiirtymien aiheuttamasta painumasta. Maaperän lopullista painumaa kutsutaan kokonaispainumaksi ja sen suuruus ajatellaan edellä mainittujen painumalajien summaksi. (Rantamäki et al. 1992, s. 199.) Painumalajien jako on kuitenkin suuntaa-antava, eikä eri painumalajeja voida erottaa toisistaan täsmällisesti.

Alkupainuma tapahtuu nimensä mukaisesti aivan kuormituksen alussa. Usein alkupainuma ehtiikin tapahtua kokonaan jo rakennusvaiheessa, ja tämän vuoksi alkupainumaa kutsutaan myös rakennusajan painumaksi tai lyhyen ajan painumaksi. Veden kyllästämissä koheesiomaakerroksissa alkupainuma tapahtuu suljetussa tilassa, jolloin maan tilavuus eikä vesipitoisuus muutu. Alkupainuman aiheuttavat leikkausmuodonmuutokset. Koheesiomailla alkupainuma on suuruudeltaan pieni, eikä sillä yleensä ole merkitystä geoteknisessä suunnittelussa. (Korhonen 1985b, s. 370-379.)

Kitkamaiden alkupainumaa kutsutaan myös välittömäksi painumaksi. Kitkamaakerrosten vedenläpäisevyys on yleensä suuri, joten niihin ei muodostu suljettua tilaa, vaan alkupainuma tapahtuu avoimessa tilassa, jolloin maan tilavuus muuttuu. Kitkamailla merkittävin painuminen tapahtuukin rakennusvaiheessa tai välittömästi sen jälkeen. Välitön painuma on merkittävin painumalaji myös kalliolle perustettaessa. (Korhonen 1985b, s. 379-387.)

Primaarisella konsolidaatiopainumalla tarkoitetaan hienorakeisessa maapohjassa tapahtuvaa tiivistymisestä eli maapohjan tilavuuden pientymisestä johtuvaa painumaa. Veden kyllästämisen maakerroksen huokosista poistuu kuormituksen alaisena vettä, jolloin sen tilavuus ja kerrospaksuus pienenevät. Tätä huokosveden poisvirtausta kutsutaan konsolidaatioksi. Karkearakeisilla mailla primaarinen konsolidaatiopainuma tapahtuu hyvän vedenjohtavuuden vuoksi erittäin nopeasti, joten konsolidaatiopainumaa ei voida karkearakeisilla mailla käytännössä erottaa alkupainumasta. (Rantamäki et al. 1992, s. 201-202.) Hienorakeisilla mailla vedenjohtavuus on puolestaan huono, jolloin kuormituksen lisäys aiheuttaa maakerrokseen huokosveden ylipainetta, mikä johtaa veden poistumiseen eli konsolidaatioon. Huonon vedenjohtavuuden vuoksi konsolidaatio tapahtuu hienorakeisilla mailla erittäin hitaasti, ja konsolidaatio ja sen aiheuttama painuminen voi kestää vuosia tai jopa vuosikymmeniä. Huokosveden virtaus ja primaarinen konsolidaatiopainuma päättyvät, kun huokosveden ylipaine on kokonaan purkautunut. (Korhonen 1985a, s. 282.)

Maakerroksen painuminen jatkuu myös primaarisen konsolidaatiopainuman jälkeen. Tätä painumaa kutsutaan sekundaariseksi painumaksi, joka tunnetaan myös nimillä jälkipainuma tai viruma. Sekundaarisessa painumassa maan raerunko deformoituu hitaasti. Primaarinen konsolidaatiopainuma ja sekundaaripainuma oletetaan tapahtuvan ajallisesti peräkkäin, mutta todellisuudessa ne tapahtuvat osittain samanaikaisesti. (Korhonen

1985a, s. 282.) Painumien suuruuden ja painumanopeuden laskemiseen on kehitetty monia eri menetelmiä, joita on esitetty tarkemmin työn luvussa 5.

Painumien lisäksi maaperässä voi kuormituksen alaisena tapahtua sivusuuntaisia siirtymiä. Usein sivusiirtymät oletetaan merkityksettömiksi painumalaskelmissa, mutta niillä voi olla iso vaikutus painuvan kohteen ympäristössä oleviin rakenteisiin, kuten paaluihin, kun kohteen stabiliteetti on huono. (Leroueil et al. 1990, s. 167-170.) Sivusiirtymien aiheuttaman painuman laskentaan ei ole kehitetty suoria laskentamenetelmiä (Rantamäki et al. 1992, s. 199), mutta niiden suuruutta voidaan tutkia esimerkiksi numeerisia laskentamenetelmiä käyttämällä.

## 4 Maan mekaanisia malleja

### 4.1 Kriittisen tilan malli

Kriittisen tilan malli on kimmoplastinen ja isotrooppinen malli, jossa materiaalin myötö on esitetty kriittisen tilan suoran avulla. Materiaalin ollessa jatkuvassa kuormituksessa kriittinen tila saavutetaan, kun tilavuusmuodonmuutokset loppuvat mutta leikkausmuodonmuutokset jatkavat kasvamistaan. Tällöin myös jännityssuhde pysyy vakiona. Muodonmuutokset jatkavat kasvamista, kunnes lopulta saavutetaan kriittisen tilan suora, jossa vallitsee täydellinen plastisuus. Kriittinen tila voidaan esittää kaavan (10) avulla. (Wood 1990, s. 139-144.)

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_s} = 0 \quad (10)$$

missä  $p'$  on hydrostaattinen jännitys [kPa]  
 $q$  on deviatorinen jännitys [kPa]  
 $\varepsilon_s$  on leikkausmuodonmuutos [-]  
 $v$  on ominaistilavuus [-].

Kriittisessä tilassa jännityssuhde on vakio ja se saavuttaa arvon (Wood 1990, s. 139):

$$M = \frac{q}{p'} \quad (11)$$

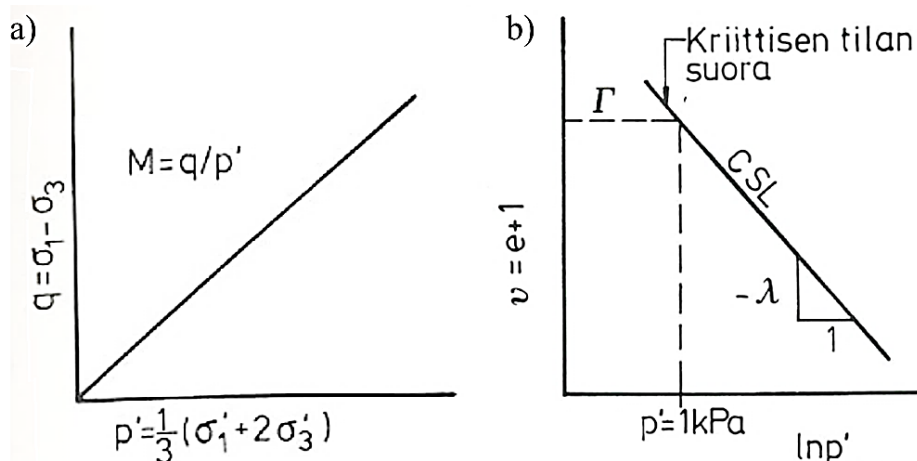
missä  $M$  on kriittisen tilan jännityssuhde [-].

Kriittisen tilan suora (critical state line, CSL) voidaan esittää kahdessa eri koordinaatistossa, kuten kuvassa 6 on esitetty.  $p'$ - $q$ -koordinaatistossa kriittisen tilan suora on kaavan (12) mukainen ja  $\ln p'$ - $v$ -koordinaatistossa kaavan (13) mukainen. (Wood 1990, s. 139-144.)

$$q = Mp' \quad (12)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (13)$$

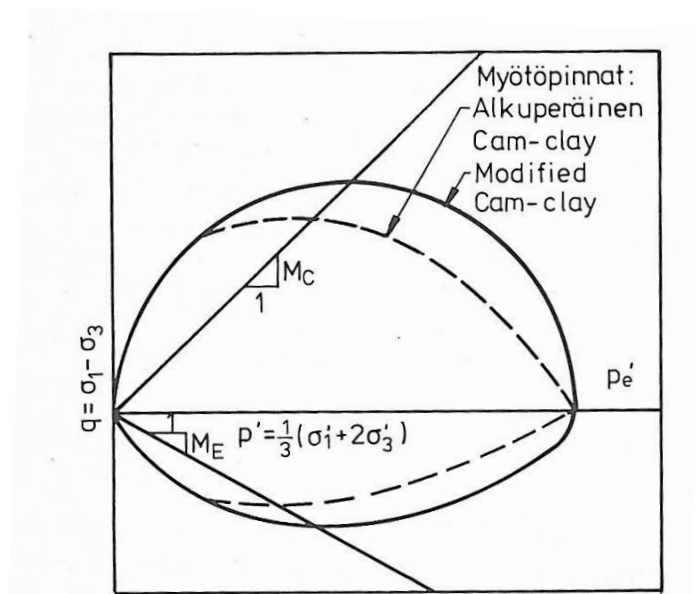
missä  $v$  on ominaistilavuus [-]  
 $\Gamma$  on ominaistilavuus jännityksellä  $p' = 1$  kPa kriittisen tilan suoralla [-]  
 $\lambda$  on kokoonpuristuvuusindeksi [-].



Kuva 6. Kriittisen tilan suora a)  $p'$ - $q$ -koordinaatistossa sekä b)  $\ln p'$ - $v$ -koordinaatistossa (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 35).

Vaikka plastiset muodonmuutokset ovat riippuvaisia jännityshistoriasta ja jännityspolusta, on kriittisen tilan jännityssuhde kuitenkin riippumaton jännityspolusta, jolla kriittiseen tilaan saavutaan (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 17, 34-35).

Kriittisen tilan mallilla voidaan kuvata hienorakeisten koheesiomaalajien käyttäytymistä. Sen pohjalta on kehitetty useita maan mekaanista käyttäytymistä kuvaavia konstitutiivisia malleja, joista tunnetuimmat lienevät Cam-Clay-malli sekä sen pohjalta Roscoen ja Burlandin (1968) kehittämä Muunnettu Cam-Clay-malli (MCC). Cam-Clay-malleissa saven myötöpinta on oletettu ellipsiksi. Cam-Clay-mallien myötöpinnat on esitetty kuvassa 7. Cam-Clay-mallit on kuitenkin kehitetty tarkastelemalla ideaalisesti käyttäytyvää kaoliinisavea, joten mallit eivät vastaa tarkasti luonnontilaisen saven ominaisuuksia. Luonnontilaisissa savissa esiintyy aina anisotropiaa ja sidoksia, jotka vaikuttavat merkittävästi saven mekaanisen käyttäytymiseen. Saven anisotropia voidaan malleissa ottaa huomioon kallistuneen myötöpinnan avulla, minkä ensimmäisenä ovat huomanneet Dafalias (1986, 1987) sekä Korhonen ja Lojander (1987). Kriittisen tilan mallin pohjalta jatkokehitettyjä saven anisotropian ja savipartikkeleiden välisten sidosten huomioivia materiaalmalleja on käsitelty tarkemmin työn seuraavissa luvuissa.



Kuva 7. Cam-Clay-mallien myötöpintojen kuvaajat. Myötöpinta on muodoltaan ellipsi. Materiaalin kuvaus on isotrooppinen. (Laaksonen ja Lojander 1990, s. 50.)

## 4.2 S-CLAY1-materiaalimalli

Luonnontilaisissa savissa esiintyvä anisotropia on otettu huomioon Wheelerin et al. (2003) kehittämässä anisotrooppisessa, kimmoplastisessa S-CLAY1-materiaalimallissa. S-CLAY1 perustuu kriittisen tilan malliin, ja anisotropia on mallissa esitetty kallistuneen myötöpinnan avulla. S-CLAY1-mallissa on lisäksi käytetty lujittumisessa kiertynyttä osaa kuvaamaan plastisten muodonmuutosten aiheuttamaa rakenteellisen anisotropian muuttumista.

S-CLAY1 soveltuu kuvaamaan normaalisti konsolidoituneiden tai hieman ylikonsolidoituneiden savien käyttäytymistä. Näillä savilla jopa hyvin pienet jännityksen lisäykset aiheuttavat myötöä, joten plastiset muodonmuutokset ovat hallitsevia, ja kimmoisten muodonmuutosten merkitys on pieni. Tämän vuoksi kimmoinen käyttäytyminen on oletettu isotrooppiseksi, ja kimmoiset muodonmuutokset ovat kaavojen (14) ja (15) mukaiset. (Wheeler et al. 2003.) Todellisuudessa myös saven kimmoinen käyttäytyminen on anisotrooppista, mutta kimmoisten muodonmuutosten merkityksen vähäisyyden vuoksi kimmoiset muodonmuutokset voidaan mallintaa isotrooppisina. Lisäksi S-CLAY1-mallin kaikki parametrit voidaan määrittää vakiolaboratoriokokeilla. (Koskinen 2014, s. 30-37.)

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa dp'}{vp'} \quad (14)$$

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq'}{3G'} \quad (15)$$

missä	$\varepsilon_v^e$	on	kimmainen tilavuusmuodonmuutos [-]
	$\varepsilon_s^e$	on	kimmainen leikkausmuodonmuutos [-]
	$p'$	on	hydrostaattinen jännitys [kPa]
	$q$	on	deviatorinen jännitys [kPa]
	$\kappa$	on	paisumisindeksi [-]
	$v$	on	ominaistilavuus [-]
	$G'$	on	liukumoduuli [kPa].

Huomionarvoista on, että yhtälössä (15) liukumoduuli  $G'$  ei ole vakio, vaan sen arvo muuttuu kaavan (16) mukaisesti (Potts ja Zdravkovic 1999, s. 172). Kaavassa ominaistilavuus  $v$  on merkitty symbolilla  $v_{om}$ , jotta Poissonin luvun ja ominaistilavuuden symbolit erottuvat toisistaan paremmin.

$$G' = \frac{3(1 - 2v) v_{om} p'}{2(1 + v) \kappa} \quad (16)$$

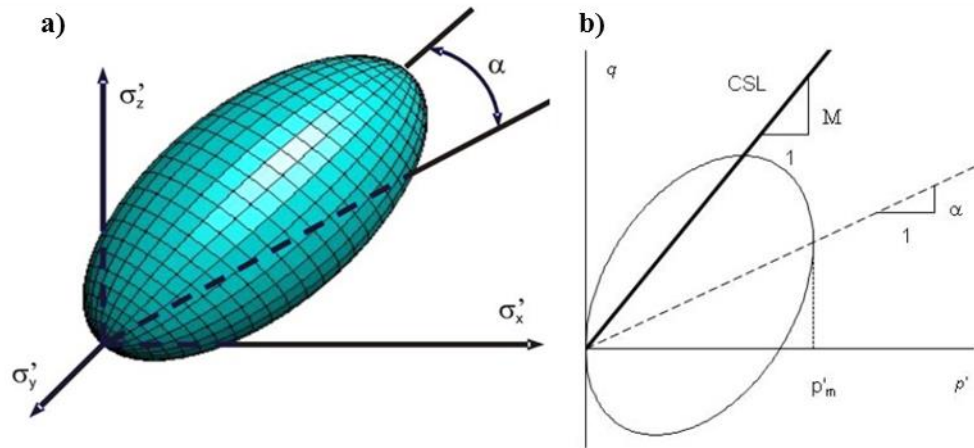
missä	$v$	on	Poissonin luku [-]
	$v_{om}$	on	ominaistilavuus [-].

S-CLAY1-mallin myötöfunktio on muotoa (Wheeler et al. 2003):

$$f = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (17)$$

missä	$f$	on	myötöfunktio [kPa]
	$\alpha$	on	myötöpinnan kallistusta kuvaava parametri [-]
	$M$	on	kriittisen tilan jännityssuhde [-]
	$p'_m$	on	myötöpinnan koko [kPa].

S-CLAY1-mallin myötöfunktion määrittämä myötöpinta on kuvan 8 mukaisesti kallistunut ellipsi. Myös myötöfunktion yhtälössä (17) esiintyvät parametrit näkyvät kuvassa. Myötöpinnan kallistusta kuvaavalla parametrilla  $\alpha$  kuvataan myös maan anisotropiaa. Jos  $\alpha = 0$ , maa käyttäytyy isotrooppisesti, jolloin S-CLAY1 vastaa Muunnettua Cam-Clay-mallia. S-CLAY1-mallissa on käytetty assosiatiiivista myötösääntöä. (Wheeler et al. 2003.)



Kuva 8. S-CLAY1-mallin kallistunut myötöpinta kuvattuna a) kolmiulotteisessa koordinaatistossa sekä b)  $p'$ - $q$ -koordinaatistossa (Koskinen 2014, s. 32).

S-CLAY1-mallissa on kaksi lujittumislakia. Ensimmäinen lujittumislaki kuvaa myötöpinnan koon muutosta. Muutoksen aiheuttavat plastiset tilavuusmuodonmuutokset (Wheeler et al. 2003):

$$dp'_m = \frac{vp'_m}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (18)$$

missä  $p'_m$  on myötöpinnan koko [kPa]  
 $v$  on ominaistilavuus [-]  
 $\lambda$  on kokoonpuristuvuusindeksi [-]  
 $\kappa$  on paisumisindeksi [-]  
 $\varepsilon_v^p$  on plastinen tilavuusmuodonmuutos [-].

Mallin toinen lujittumislaki kuvaa plastisten muodonmuutosten aiheuttamaa muutosta myötöpinnan kallistuksessa, eli plastisten muodonmuutosten aiheuttamaa anisotropian muutosta. Kiertymisen lujittumislaki  $d\alpha$  on esitetty kaavassa (19). (Wheeler et al. 2003.)

$$d\alpha = \mu \left( \left( \frac{3\eta}{4} - \alpha \right) \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \beta \left( \frac{\eta}{3} - \alpha \right) |d\varepsilon_s^p| \right) \quad (19)$$

missä  $\mu$  on myötöpinnan kallistumisen nopeutta säätelevä parametri [-]  
 $\eta$  on jännityssuhde [-]  
 $\beta$  on parametri, joka kuvaa plastisten leikkausmuodonmuutosten vaikutusta myötöpinnan kiertymiseen suhteessa plastisiin tilavuusmuodonmuutoksiin [-]  
 $\varepsilon_v^p$  on plastinen tilavuusmuodonmuutos [-]  
 $\varepsilon_s^p$  on plastinen leikkausmuodonmuutos [-].

Kaavassa (19) plastisen leikkausmuodonmuutoksen yhteydessä käytetyt Macaulayn sulkeet  $\langle d\varepsilon_v^p \rangle$  tarkoittavat, että plastisen leikkausmuodonmuutoksen ollessa negatiivinen



se syötetään kaavaan nollana. Tämä takaa mallin toimivuuden myös silloin, kun vallitseva jännityssuhde on suurempi kuin kriittisen tilan jännityssuhde ( $\eta > M$ ) (Wheeler et al. 2003).

S-CLAY1-mallissa myötöpinnan koko ja alkuperäinen kallistus voidaan määrittää Wheelerin et al. (2003) esittämällä tavalla. Määrittäminen lähtee liikkeelle kriittisen tilan jännityssuhteesta  $M$ , joka voidaan määrittää kolmiakselikokeiden tuloksista (ks. luku 7.4). Kriittisen tilan jännityssuhteesta saadaan kriittisen tilan kitkakulma kaavan (20) mukaisesti:

$$\sin\varphi' = \frac{3M}{6 + M} \quad (20)$$

missä  $\varphi'$  on kitkakulma [ $^\circ$ ]  
 $M$  on kriittisen tilan jännityssuhde [-].

Maan lepopaine kerroin voidaan laskea Jakyn kaavalla:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (21)$$

missä  $K_0$  on lepopaine kerroin [-]  
 $\varphi'$  on kitkakulma [ $^\circ$ ].

Saven alkuperäinen myötöpinnan kallistus  $\alpha_0$  voidaan laskea kaavojen (22) ja (23) avulla (Wheeler et al. 2003):

$$\eta_{K_0} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad (22)$$

$$\alpha_0 = \frac{\eta_{K_0}^2 + 3\eta_{K_0} - M^2}{3} \quad (23)$$

Myötöpinnan koko  $p'_m$  voidaan määrittää myötöfunktioyhtälöstä (17), kun tunnetaan kriittisen tilan jännityssuhde  $M$ , parametri  $\alpha$  sekä yksi myötöpiste myötöpinnalta. Vaihtoehtoisesti  $p'_m$  voidaan määrittää sovittamalla myötöfunktioyhtälö useisiin konsolidointikokeissa havaittuihin myötöpisteisiin, jolloin myötöpinnan koko saadaan kuvajasta kuten kuvassa 8. (Koskinen 2014, s. 35.)

Myötöpinnan koon ja kallistuksen lisäksi on tunnettava parametrit  $\beta$  ja  $\mu$ .  $\beta$  kuvaa plastisten leikkausmuodonmuutosten vaikutusta myötöpinnan kiertymiseen suhteessa plastiin tilavuusmuodonmuutoksiin, ja  $\mu$  säätelee myötöpinnan kallistumisen nopeutta.  $\beta$  voidaan määrittää kaavalla (Wheeler et al. 2003):

$$\beta = \frac{3(4M^2 - 4\eta_{K0}^2 - 3\eta_{K0})}{8(\eta_{K0}^2 - M^2 + 2\eta_{K0})} \quad (24)$$

- missä  $\beta$  on parametri, joka kuvaa plastisten leikkausmuodonmuutosten vaikutusta myötöpinnan kiertymiseen suhteessa plastisiin tilavuusmuodonmuutoksiin [-]
- $M$  on kriittisen tilan jännityssuhde [-]
- $\eta_{K0}$  on  $K_0$ -jännityssuhde kaavan (22) mukaisesti [-].

Kuormituksen vuoksi myötöpinta pyrkii kallistumaan. Parametri  $\mu$  säätelee tämän kallistumisen nopeutta. (Koskinen 2014, s. 36.) Parametrin määrittämiseen ei ole kehitetty yksiselitteistä tapaa, mutta sen arvon on havaittu vaihtelevan välillä  $\mu \approx 10/\lambda \dots 15/\lambda$  (jossa  $\lambda$  on luonnontilaiselle savelle määritetty arvo) (Zentar et al. 2002).

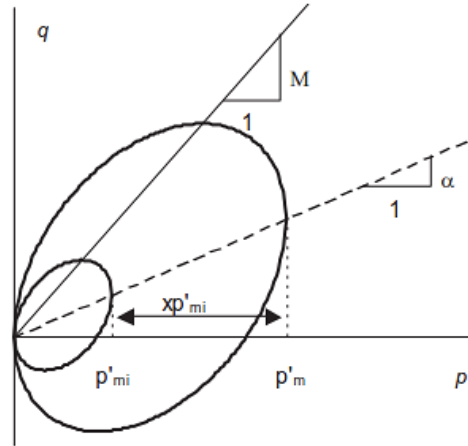
### 4.3 S-CLAY1S-materiaalimalli

Anisotropian lisäksi maan mekaanista käyttäytymistä mallinnettaessa on tarpeen ottaa huomioon myös savessa olevat sidokset sekä niiden tuhoutuminen eli destrukтураatio. Sidosten vaikutus on otettu huomioon S-CLAY1-mallin pohjalta Koskisen et al. (2002) kehittämässä S-CLAY1S-materiaalimallissa. S-CLAY1S-mallissa anisotropia on otettu huomioon kallistuneella myötöpinnalla. Malliin on lisäksi lisätty luontainen (intrinsic) myötöpinta kuvaamaan savipartikkeleiden välisten sidosten ja destrukтураation vaikutusta saven muodonmuutuskäyttäytymiseen. S-CLAY1S-mallin kaikki parametrit voidaan määrittää vakiolaboratoriokokeilla (Koskinen 2014, s. 41).

S-CLAY1S-mallin kimmainen käyttäytyminen on määritetty samanlaiseksi kuin S-CLAY1-mallissakin kaavojen (14) ja (15) mukaisesti. Myös mallien myötöpinnan yhtälö on sama (kaava (17)). S-CLAY1S-malliin on lisäksi lisätty luontainen myötöpinta kuvaamaan savipartikkeleiden välisten sidosten vaikutusta saven käyttäytymiseen. Sidosten ansiosta savi vastustaa myötöä enemmän kuin sellainen savi, jossa sidoksia ei ole. Luontainen myötöpinta on samanmuotoinen kuin luonnontilaisen saven myötöpinta mutta kooltaan pienempi. S-CLAY1S-mallin myötöpinta luontaisen myötöpinnan kanssa on esitetty kuvassa 9. Luontaisen myötöpinnan kokoa kuvataan parametrilla  $p'_{mi}$ , ja sen arvo riippuu myötöpinnan koosta kaavan (25) mukaisesti. (Koskinen et al. 2002.)

$$p'_m = (1 + x)p'_{mi} \quad (25)$$

missä  $p'_m$  on myötöpinnan koko [kPa]  
 $p'_{mi}$  on luontaisen myötöpinnan koko [kPa]  
 $x$  on parametri, joka kuvaa savipartikkeleiden välisten sidosten määrää [-].



Kuva 9. S-CLAY1S-materiaalimallin myötöpinta sekä pienempi, luontainen myötöpinta (Koskinen et al. 2002).

Savipartikkeleiden välisten sidosten määrää kuvaavalle parametrille  $x$  voidaan määrittää minimiarvo saven sensitiivisyyden avulla kaavalla (26). Kaavassa esitetty  $x_0$  on pienin mahdollinen arvio sidosten määrälle, sillä osa alkuperäisistä sidoksista voi hävitä saven lujuutta määritettäessä. (Koskinen et al. 2002.)

$$x_0 \approx S_t - 1 \quad (26)$$

missä  $x_0$  on parametri, joka kuvaa savipartikkeleiden välisten sidosten määrää alkutilassa [-]  
 $S_t$  on saven sensitiivisyys [-].

Erittäin sensitiivisillä savilla, joilla  $S_t > 50$ , sensitiivisyyden mittaaminen on hankalaa, jolloin edellä esitetty tapa parametrin  $x$  määrittämiseen ei tuota luotettavaa arvoa. Erittäin sensitiivisillä savilla parametrin  $x$  arvon voi määrittää konsolidointikokeista Koskisen (2014, s. 39-40) esittämällä tavalla.

S-CLAY1S-mallissa on kolme lujittumislakia. Ensimmäinen lujittumislaki  $d\alpha$  kuvaa myötöpinnan kiertymistä ja se on sama kuin S-CLAY1-mallissa kaavan (19) mukaisesti. S-CLAY1S-mallin toinen lujittumislaki  $dp'_{mi}$  kuvaa plastisten tilavuusmuodonmuutosten vaikutusta maan luontaisen myötöpinnan koon muutokseen kaavan (27) mukaisesti. Muodoltaan lujittumislaki  $dp'_{mi}$  on vastaava kuin S-CLAY1-mallin lujittumislaki  $dp'_m$  (kaava (18)). (Koskinen et al. 2002.)

$$dp'_{mi} = \frac{vp'_{mi}}{\lambda_i - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (27)$$

missä	$p'_{mi}$	on	luontaisen myötöpinnan koko [kPa]
	$p'_m$	on	myötöpinnan koko [kPa]
	$v$	on	ominaistilavuus [-]
	$\varepsilon_v^p$	on	plastinen tilavuusmuodonmuutos [-]
	$\lambda_i$	on	kokoonpuristuvuusindeksi rakennetuille näytteille [-]
	$\kappa$	on	paisumisindeksi [-].

S-CLAY1S-mallissa käytetään parametrin  $\lambda$  tilalla parametria  $\lambda_i$ , joka kuvaa tilavuudenmuutosta sellaisessa savessa, jossa sidoksia ei ole.  $\lambda_i$  saadaan määritettyä rakennetuille näytteille tehtyjen laboratoriokokeiden perusteella. Rakennetut näytteet ovat savi-näytteitä, joista saven luontainen rakenne on poistettu.

S-CLAY1S-mallin kolmas lujittumislaki  $dx$  kuvaa plastisten muodonmuutosten aiheuttamaa savipartikkeleiden välisten sidosten häviämistä (Koskinen et al. 2002):

$$dx = -ax(|d\varepsilon_v^p| + b|d\varepsilon_s^p|) \quad (28)$$

missä	$a$	on	parametri, joka kuvaa destruktuuraation nopeutta [-]
	$x$	on	parametri, joka kuvaa savipartikkeleiden välisten sidosten määrää [-]
	$b$	on	parametri, joka kuvaa plastisten leikkausmuodonmuutosten vaikutusta sidosten tuhoutumisessa suhteessa plastisiin tilavuusmuodonmuutoksiin [-]
	$\varepsilon_v^p$	on	plastinen tilavuusmuodonmuutos [-]
	$\varepsilon_s^p$	on	plastinen leikkausmuodonmuutos [-].

S-CLAY1S-mallissa myötösääntö on oletettu assosiatiiviseksi. Assosiatiivisesta myötösäännöstä seuraa (Koskinen 2014, s. 35):

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2(\eta - \alpha)}{M^2 - \eta^2} \quad (29)$$

Kimmoplastisen teorian mukaisesti plastiset muodonmuutokset voidaan laskea kaavoilla (30) ja (31) (Koskinen 2014, s. 42-43):

$$d\varepsilon_v^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (30)$$

$$d\varepsilon_s^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial q} \quad (31)$$

missä  $\Lambda$  on plastinen kerroin [-]  
 $g$  on plastinen potentiaalfunktio [kPa].

Koska käytössä on assosiatiivinen myötösääntö, plastinen potentiaalfunktio  $g$  on sama kuin myötösfunktio  $f$ . Konsistenssiehdosta  $df = 0$  seuraa:

$$\frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p'_{mi}} dp'_{mi} + \frac{\partial f}{\partial x} dx + \frac{\partial f}{\partial \alpha} d\alpha = 0. \quad (32)$$

Yhdistämällä yhtälöt (30), (31) ja (32) sekä lujittumislait yhtälöistä (19), (27) ja (28) saadaan plastiselle kertoimelle yhtälö:

$$\Lambda = \frac{1}{H} \left( \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq \right) \quad (33)$$

missä plastinen moduuli  $H$  on

$$H = - \left[ \frac{\partial f}{\partial p'_{mi}} \frac{\partial p'_{mi}}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial f}{\partial p'} + \frac{\partial f}{\partial x} \left( \frac{\partial x}{\partial \varepsilon_v^p} \left| \frac{\partial f}{\partial p'} \right| \right) + \frac{\partial x}{\partial \varepsilon_s^p} \left| \frac{\partial f}{\partial q} \right| \right] + \frac{\partial f}{\partial \alpha} \left( \frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_v^p} \left\langle \frac{\partial f}{\partial p'} \right\rangle + \frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_s^p} \left| \frac{\partial f}{\partial q} \right| \right). \quad (34)$$

Kaavan (34) osittaisderivaatat ovat

$$\frac{\partial f}{\partial p'} = -2\alpha(q - \alpha p') - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - 2p') \quad (35)$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} = 2p'(\eta - \alpha) \quad (36)$$

$$\frac{\partial f}{\partial p'_{mi}} = -p'(1 - x)(M^2 - \alpha^2) \quad (37)$$

$$\frac{\partial p'_{mi}}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{v}{\lambda - \kappa} p'_{mi} \quad (38)$$

$$\frac{\partial f}{\partial \alpha} = 2p'[(1+x)p'_{mi}\alpha - q] \quad (39)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = -p'p'_{mi}(M^2 - \alpha^2) \quad (40)$$

$$\frac{\partial x}{\partial \varepsilon_v^p} = -ax \quad (41)$$

$$\frac{\partial x}{\partial \varepsilon_s^p} = -axb \quad (42)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_v^p} = \mu \left( \frac{3\eta}{4} - \alpha \right) \quad (43)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial \varepsilon_s^p} = \mu\beta \left( \frac{\eta}{3} - \alpha \right). \quad (44)$$

Plastisten muodonmuutosten laskentayhtälö S-CLAY1S-mallissa saadaan lopulta yhdistämällä kaavat (30), (31) ja (33):

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_v^p \\ d\varepsilon_s^p \end{bmatrix} = \frac{1}{H} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial f}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial f}{\partial p'} \\ \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial f}{\partial q} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial f}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix}. \quad (45)$$

## 5 Painumien laskentamenetelmät

### 5.1 Analyttiset painumalaskentamenetelmät

#### 5.1.1 Tangenttimoduulimenetelmä

Tangenttimoduulimenetelmä on Suomessa yleisesti käytetty painumalaskentamenetelmä (Länsivaara 2000, s. 7). Menetelmä perustuu suhteellisen kokoonpuristuman laskemiseen tangenttimoduulin  $M$  avulla. Tangenttimoduulin arvo riippuu jännityksestä ja muodonmuutoksesta kaavan (46) mukaisesti. (Janbu 1970, s. 153.)

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (46)$$

missä  $M$  on tangenttimoduuli [kPa]  
 $d\sigma'$  on tehokkaan kokonaisjännityksen muutos [kPa]  
 $d\varepsilon$  on muodonmuutos [-].

Yleisesti tangenttimoduuli määritetään yhtälöstä (47) (Janbu 1970, s. 175):

$$M = m\sigma_a \left( \frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-\beta} \quad (47)$$

missä  $m$  on moduuliluku [-]  
 $\sigma_a$  on vertailujännitys 100 kPa  
 $\sigma'$  on vallitseva tehokas jännitys [kPa]  
 $\beta$  on jännitysekspONENTTI [-].

Vertailujännitystä käytetään, jotta muodonmuutosparametreista saadaan dimensiottomia (Janbu 1970, s. 177). Tangenttimoduulimenetelmän parametrit  $m$  ja  $\beta$  kuvaavat maan kokoonpuristumisominaisuuksia ja niiden arvot saadaan määritettyä ödometrikokeista.

JännitysekspONENTIN ollessa nolla ( $\beta = 0$ ) tangenttimoduulin kaava supistuu muotoon (Janbu 1970, s. 170):

$$M = m\sigma'. \quad (48)$$

Muodonmuutosten yhtälö saadaan yhtälöiden (46), (47) ja (48) mukaisesti integroimalla jännitysmuutoksen yli. Muodonmuutosten laskenta on jaettu normaalikonsolidoituneeseen ja ylikonsolidoituneeseen osaan. Normaalikonsolidoituneelle (NK) osalle yhtälöt ovat muotoa (Rantamäki et al. 1992, s. 211):

$$\varepsilon = \frac{1}{m_1 \beta_1} \left( \left( \frac{\sigma'_z}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} - \left( \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} \right) \quad \sigma'_z > \sigma'_c \quad \beta_1 \neq 0 \quad (49)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{m_1} \ln \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{v0}} \quad \sigma'_z > \sigma'_c \quad \beta_1 = 0. \quad (50)$$

Ylikonsolidoituneelle osalle jännityseksponentti oletetaan yleensä nolllaksi ( $\beta_2 = 0$ ), jolloin muodonmuutosyhtälö on muotoa (Rantamäki et al. 1992, s. 212):

$$\varepsilon = \frac{1}{m_2} \ln \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{v0}} \quad \sigma'_z < \sigma'_c \quad \beta_2 = 0. \quad (51)$$

Tapauksissa, joissa maa on lievästi ylikonsolidoitunutta ( $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_z$ ), suhteellinen muodonmuutos lasketaan ylikonsolidoituneen osan ja normaalisti konsolidoituneen osan summana kaavalla (52) (Rantamäki et al. 1992, s. 212):

$$\varepsilon = \frac{1}{m_2} \ln \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{1}{m_1 \beta_1} \left( \left( \frac{\sigma'_z}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} - \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} \right) \quad \sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_z \quad \beta_2 = 0. \quad (52)$$

missä	$\varepsilon$	on	muodonmuutos [-]
	$m_1$	on	normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku [-]
	$m_2$	on	ylikonsolidoituneen osan moduuliluku [-]
	$\sigma'_z$	on	vallitseva tehokas jännitys kuorman lisäyksen jälkeen [kPa]
	$\sigma_v$	on	vertailujännitys 100 kPa
	$\sigma'_{v0}$	on	vallitseva tehokas jännitys ennen kuormitusta [kPa]
	$\sigma'_c$	on	esikonsolidaatiojännitys [kPa]
	$\beta_1$	on	normaalikonsolidoituneen osan jännityseksponentti [-]
	$\beta_2$	on	ylikonsolidoituneen osan jännityseksponentti [-].

Jännityseksponentin arvo vaihtelee Suomen savilla tyypillisesti välillä  $\beta = 0 \dots -1$ . Myös positiiviset arvot ovat mahdollisia. Tangenttimoduulimenetelmän parametrien määrittäminen perustuu jännitys-muodonmuutoskuvaajan käyrän sovitukseen, jolloin on mahdollista saada jännityseksponentille lukuarvoja, jotka voivat olla suuruusluokkaa  $\beta = -2$ . Näin suuria negatiivisia jännityseksponentin arvoja tulisi kuitenkin välttää, koska suurilla jännityksillä moduulin arvo kasvaa liian suureksi. Tällöin myös virheiden riski painumalaskelmissa kasvaa. (Länsivaara 2000, s. 11.)

Tangenttimoduulimenetelmän käyttöön onkin huomattu liittyvän suuri virheiden riski. Usein virheet ovat ilmenneet epärealistisen suurina painuman arvoina. Yleisin virhe on moduuliluvun ja jännityseksponentin käyttö ottamatta huomioon jännitysaluetta, jolta ne on määritetty. Yhdeltä syvyydeltä saatuja koetuloksia ei siis voi käyttää kuvaamaan koko savikerroksen ominaisuuksia, vaan kokeita tulisi suorittaa useilta eri syvyyksiltä. Toinen yleinen virhe on esikonsolidaatiojännityksen arvon antaminen laskentaohjelmiin ylikonsolidaatioasteen OCR (over consolidation ratio) avulla. Tämä johtaa yleensä vir-



heelliseen esikonsolidaatiojännityksen syvyysriippuvuuteen, ja tapaa tulisi välttää. Suositeltavampaa on määrittää ylikonsolidoituminen POPin (pre-overburden pressure) avulla. OCR ja POP määritetään kaavoilla (53) ja (54). (Länsivaara 2000, s. 12, 19.)

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_z} \quad (53)$$

$$POP = \sigma'_c - \sigma'_z \quad (54)$$

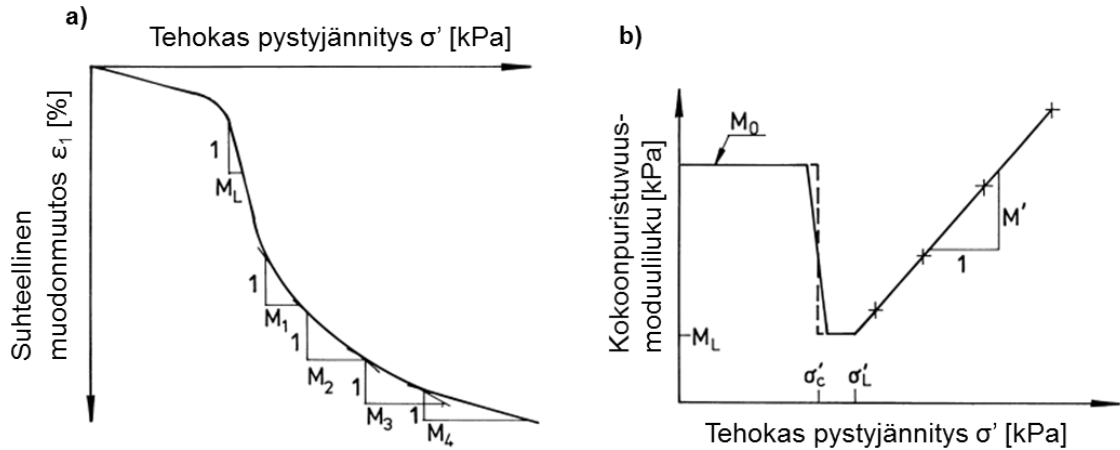
missä OCR on ylikonsolidaatioaste [-]  
 POP on ylikonsolidaatio [kPa]  
 $\sigma'_c$  on esikonsolidaatiojännitys [kPa]  
 $\sigma'_z$  on vallitseva jännitys [kPa].

### 5.1.2 Ruotsalainen konsolidaatiopainuman laskentamenetelmä

Ruotsalainen konsolidaatiopainuman laskentamenetelmä perustuu jatkuvapuristeisen CRS-ödometrikokeen tuloksien hyödyntämiseen. Tarvittaessa parametrit voidaan myös määrittää portaittaisesta ödometrikokeesta. Portaittaista ödometrikokeetta käytettäessä kokeessa on oltava riittävä määrä kuormitusportaita. (Larsson et al. 1997, s. 12-13.) Laskentamenetelmä on vastaavanlainen kuin edellä esitetty tangenttimoduulimenetelmä, mutta eroaa siitä käytettyjen tangenttimoduulien määrittämisen osalta (Länsivaara 2000, s. 28). Menetelmässä käytetään kokoonpuristuvuusmoduulilukuja  $M_0$ ,  $M_L$  ja  $M'$ , jotka on esitetty kuvassa 10b.

Ylikonsolidoituneen osan kokoonpuristuvuusmoduuliluku  $M_0$  voidaan määrittää tangenttimoduulin kaavasta (47) asettamalla jännitysekspONENTILLE arvo  $\beta = 0$  ja käyttämällä ylikonsolidoituneen osan moduulilukua  $m_2$ . Vaihtoehtoisesti moduuliluvun voi määrittää graafisesti portaittaisesta ödometrikokeesta. Kuormitus tulee tällöin palauttaa heti esikonsolidaatiojännityksen ylityttyä takaisin näytteen vallitsevaan jännitystilaan. Palautuksen jälkeen näytteen tulee antaa paisua ennen toistokuormitusta. Moduuliluku  $M_0$  voidaan määrittää graafisesti toistokäyrältä. (Larsson 1986, s. 24.)

Kokoonpuristuvuusmoduuliluvut  $M_L$  ja  $M'$  määritetään puolestaan portaittaisen ödometrikokeen jännitys-muodonmuutos-kuvaajasta kuvan 10a mukaisesti. Moduuli  $M_L$  määritetään heti esikonsolidaatiojännityksen jälkeiseltä kuvaajan suorimmalta osalta. Kuvaajan loppuosan kaarevalta osalta määritetään useita tangenttimoduulin arvoja (kuvassa 10a  $M_1$ ,  $M_2$  jne.), joiden arvot piirretään jännitys-moduuliluku-kuvaajaksi (kuva 10b). Moduuliluku  $M'$  saadaan määritettyä kuvaajan jälkimmäiseltä osalta suoran kulmakertoimen  $M' = \Delta M / \Delta \sigma'$ . (Larsson et al. 1997, s. 12-13.)



Kuva 10. Ruotsalaisen menetelmän kokoonpuristuvuusmoduulilukujen määrittäminen portaattaisesta ödometrikokeesta. a) Jännitys-muodonmuutos-kuvaaja b) jännitys-kokoonpuristuvuusmoduuliluku-kuvaaja. (Larsson et al. 1997, s. 13.)

Kuvassa 10b moduuliluku alkaa kasvaa, kun jännitystila ohittaa rajajännityksen  $\sigma'_L$ . Rajajännityksen arvo saadaan määritettyä yhtälöstä (55). Yhtälö sovitetaan vastaamaan ödometrikokeessa todettua jännitys-muodonmuutos-käyttäytymistä esikonsolidaatiojännityksen jälkeen. (Larsson et al. 1997, s. 13.)

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma'_L - \sigma'_c}{M_L} + \frac{1}{M'} \left( \ln \left( \frac{M'(\sigma' - \sigma'_L)}{M_L} + 1 \right) \right) \quad (55)$$

- missä  $\varepsilon_1$  on pystymuodonmuutos [-]  
 $\sigma'_L$  on rajajännitys [kPa]  
 $\sigma'_c$  on esikonsolidaatiojännitys [kPa]  
 $\sigma'$  on tehokas pystysuora jännitys [kPa]  
 $M'_L$  on kokoonpuristuvuusmoduuliluku, kun  $\sigma'_c < \sigma' < \sigma'_L$  [kPa]  
 $M'$  on kokoonpuristuvuusmoduuliluku, kun  $\sigma' > \sigma'_L$  [kPa].

Ruotsalainen painumalaskentamenetelmä on todettu Suomessa toimivaksi painumalaskentamenetelmäksi. Kokoonpuristuvuusmoduulikäyrän jakaminen kolmeen osaan kuvan 10 mukaisesti vastaa periaatteeltaan saven luonnollista käyttäytymistä. Menetelmässä käytetään lisäksi aina moduulin minimiarvoa, joten sillä ei pitäisi olla mahdollista vahingossa laskea epätodellisen suuria painumia, kuten Janbun tangenttimoduulimenetelmällä voi olla mahdollista. (Länsivaara 2000, s. 36.)

### 5.1.3 Terzaghin konsolidaatioteoria

Konsolidaatioteorian avulla voidaan selvittää konsolidaatioon kuluva aika sekä konsolidaatioaste. Ensimmäisen klassisen konsolidaatioteorian esitti Karl Terzaghi vuonna 1925. Terzaghin teoria perustuu joukolle yksinkertaistuksia, mutta se luo edelleenkin perustan yksiulotteiselle konsolidaatiolaskennalle. (Leroueil et al. 1990, s. 92-93.)

Konsolidaatioteorian mukaan kuormituksesta aiheutuva lisäjännitys siirtyy heti huokosveden ylipaineeksi. Ylipaineen takia huokosvesi poistuu maaperästä lyhyintä reittiä, yleensä sekä ylös- että alaspäin. Huokosveden virtauksen vuoksi ylipaine purkautuu pikkuhiljaa, ja kuormituksen aiheuttama lisäjännitys siirtyy lopulta raerungolle. (Terzaghi ja Peck 1961, s. 243.)

Terzaghin konsolidaatioteoriassa muodonmuutosten ja jännitysten oletetaan olevan suoraan verrannollisia toisiinsa. Saven muodonmuutosten oletetaan olevan yksiulotteisia ja pieniä, lisäksi vedenläpäisevyys oletetaan vakioksi. Pystysuuntaisen jännityksen pysyessä vakiona jännitystilaan aiheuttaa muutoksia ainoastaan huokosvedenpaine. Tällöin (Terzaghi ja Peck 1961, s. 248):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (56)$$

missä  $u$  on huokosveden ylipaine syvyydellä  $z$  ajanhetkellä  $t$  [kPa]  
 $t$  on aika [a]  
 $c_v$  on konsolidaatiokerroin [ $\text{m}^2/\text{a}$ ]  
 $z$  on syvyys [m].

Kaavassa (56) esiintyvä konsolidaatiokerroin määritellään kaavalla (57) ja sen arvo voidaan määrittää ödometrikokeen tuloksista (Terzaghi ja Peck 1961, s. 248).

$$c_v = \frac{kM}{\gamma_w} \quad (57)$$

missä  $c_v$  on konsolidaatiokerroin [ $\text{m}^2/\text{a}$ ]  
 $k$  on vedenläpäisevyys [ $\text{m}/\text{a}$ ]  
 $M$  on kokoonpuristuvuusmoduuli [kPa]  
 $\gamma_w$  on veden tilavuuspaino [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ].

Terzaghin esittämä teoria yksiulotteiselle konsolidaatiolle (kaava (56)) on voimassa vain kun (Leroueil et al. 1990, s. 93):

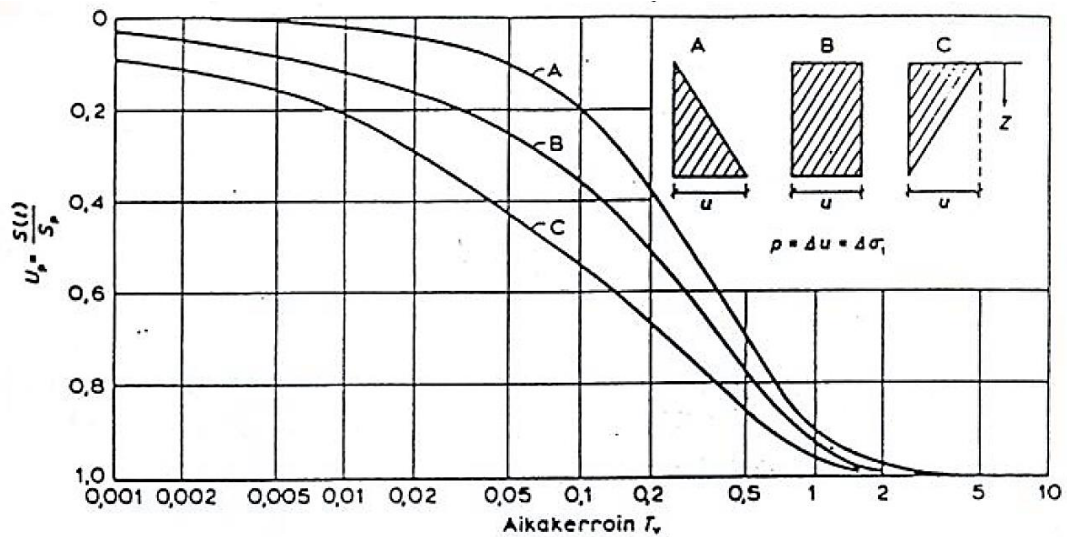
1. Maaperä on homogeeninen.
2. Maaperän kyllästysaste on 100 %.
3. Maapartikkelit ja huokosneste ovat kokoonpuristumattomia.
4. Kuormitus ja huokosveden virtaus ovat yksiulotteisia (pystysuoria).
5. Huokosveden virtaus noudattaa Darcyn lakia.
6. Huokosluku on suoraan verrannollinen tehokkaisuuden jännityksiin.
7. Maaperässä ei esiinny rakenteellista lujuutta.

Normaalikonsolidoituneissa savissa konsolidaatiopainuma tapahtuu hitaasti, sillä huokosveden ylipaineen purkautuminen vie aikaa. Konsolidaatioasteen  $U$  ja aikakertoimen  $T_v$  välinen yhteys on esitetty kuvan 11 nomogrammeissa. Konsolidaatiopainumaan kuluva aika voidaan Terzaghin mallin mukaan ratkaista, kun tunnetaan aikatekijän  $T_v$  arvo (Terzaghi ja Peck 1961, s. 249):

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (58)$$

missä  $T_v$  on aikakerroin [-]  
 $c_v$  on konsolidaatiokerroin [ $\text{m}^2/\text{a}$ ]  
 $t$  on aika [a]  
 $H$  on suotomatka [m].

Suotomatkalla  $H$  tarkoitetaan konsolidaation yhteydessä poistuvan veden virtaamaa matkaa maakerroksessa. Jos konsolidoituvan kerroksen alapuolella on vettä läpäisemättömän kerros (esimerkiksi kallio), on veden kulkema matka yhtä suuri kuin kerrospaksuus. Jos kerroksen alla sen sijaan on vettä läpäisevä kerros, suotomatka  $H$  on vain puolet kerrospaksuudesta, sillä vesi pääsee virtaamaan sekä ylös- että alaspäin. (Rantamäki et al. 1992, s. 218-219.)



Kuva 11. Terzaghin konsolidaatioteorian aikatekijän  $T_v$  sekä konsolidaatioasteen  $U$  välinen riippuvuus erilaisilla huokosvedenpaineen jakaumilla (Korhonen 1985a, s. 289).

Tietyllä ajanhetkellä tapahtuvan konsolidaatiopainuman suuruus voidaan ratkaista yhtälöstä (59) (Terzaghi ja Peck 1961, s. 81):

$$U = \frac{s(t)}{S_p} \quad (59)$$

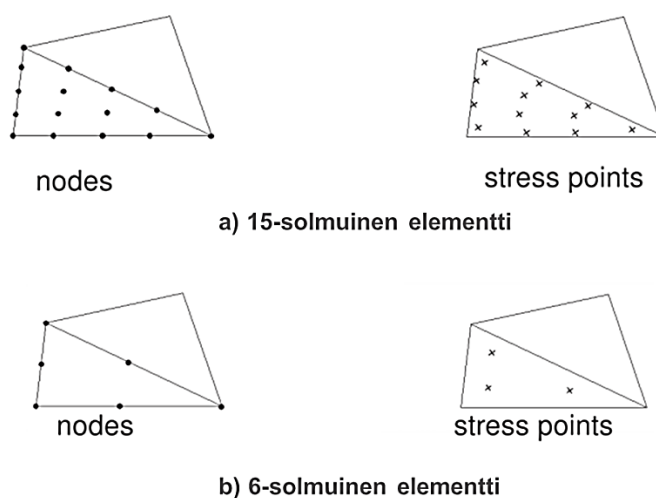
missä  $U$  on konsolidaatioaste [%]  
 $s(t)$  on painuma ajanhetkellä  $t$  [mm]  
 $S_p$  on kokonaispainuma, kun huokosveden ylipaine on purkautunut [mm].

Teorian mukaista tilannetta, jossa muodonmuutokset ovat täysin yksiulotteisia, ei kuitenkaan käytännössä ole olemassa. Todellisuudessa huokosveden ylipaineen ja jännitysten välinen riippuvuus on paljon monimutkaisempi kuin Terzaghin teoriassa on esitetty. Lisäksi Terzaghin teoria pätee vain pienille muodonmuutoksille, kun pehmeillä savilla muodonmuutokset voivat olla suuria, jopa yli 15 %. (Leroueil et al. 1990, s. 95-96.)

Suurin osa Terzaghin konsolidaatioteorian lähtöolettamuksista on ristiriidassa todellisuuden kanssa. Maa ei ole käytännössä koskaan täysin kyllästynyttä, eivätkä huokosvesi tai maapartikkelit ole täysin kokoonpuristumattomia. Maan vedenläpäisevyys on harvoin vakio, ja savessa esiintyy rakenteellista lujuutta (ks. luku 2.3). Ristiriitaisuuksien vuoksi teorialla lasketut painumatulokset ovat vain arvioita todellisesta painumakäyttäytymisestä. Numeeristen laskentamenetelmien kehittyessä on voitu kehittää saven käyttäytymistä tarkemmin kuvaavia laskentamalleja. (Leroueil et al. 1990, s. 96.) Numeeriseen laskentaan perustuvan elementtimenetelmän perusteita on esitetty luvussa 5.2.

## 5.2 Elementtimenetelmä

FEM- eli elementtimenetelmä (finite element method) on yleisin käytössä oleva numeerinen laskentamenetelmä. Elementtimenetelmä perustuu laskentageometrian jakamiseen pieniin osa-alueisiin eli elementteihin, jotka liittyvät toisiinsa solmujen (nodes) välityksellä. Elementtien muodostama kokonaisuutta kutsutaan elementtiverkoksi. Mitä pienemmistä elementeistä verkko koostuu, sitä tarkempia ovat laskentatulokset. (Potts ja Zdravkovic 1999, s. 23-25, Puzrin 2012, s. 64.) Kuvassa 12 on esitetty esimerkki elementistä ja sen solmuista.



Kuva 12. Elementtimenetelmän käyttämät elementit ja niiden solmukohdat. Tässä käytetyt elementit ovat kolmioita. (Plaxis 2012b, s. 17.)

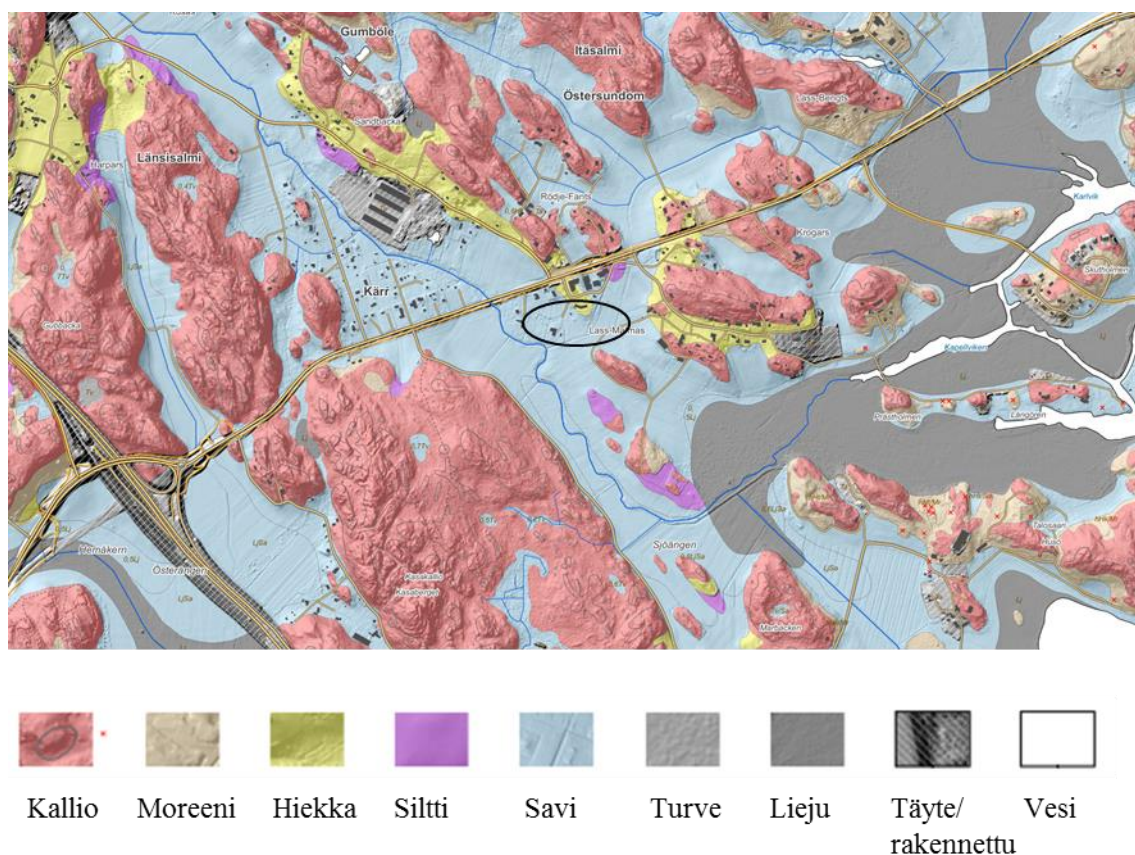
Geotekniikassa pyritään usein FEM-mallinnuksella selvittämään maaperässä tapahtuvia siirtymiä. Siirtymät lasketaan jokaisen elementin solmuissa myötöfunktioiden avulla, ja niiden yhtälöt ratkaistaan muodonmuutosten ja jännitysten avulla. Muodonmuutosten ja jännitysten välinen yhteys voidaan elementtimenetelmässä määrittää konstitutiivisten mallien avulla. (Potts ja Zdravkovic 1999, s. 27-28.) Konstitutiivisia malleja on kehitetty useita yksinkertaisista (esimerkiksi lineaarisesti kimmoisen malli) hyvinkin monimutkaisiin malleihin, kuten luvussa 4 esitetyt S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimallit. Elementtimenetelmällä saatujen laskentatulosten tarkkuus riippuu erityisesti valitun materiaalmallin toimivuudesta, materiaalmalliin kuuluvien parametrien määärytyksestä sekä reunaehtoien todenmukaisuudesta (Potts ja Zdravkovic 1999, s. 20).

## 6 Tutkimuskohde

### 6.1 Alueen geologia ja geologinen historia

Tutkittava koepenger sijaitsee Itä-Helsingissä Östersundomin kaupunginosassa. Geologian tutkimuskeskus GTK on tehnyt vuonna 2014 Östersundomin alueella tutkimuksia saven ominaisuuksien selvittämiseksi. Alueella on otettu useita näytesarjoja, joista on tutkittu muun muassa maaperän kerrosjärjestys sekä rakenne, koostumus ja maalaji. Lisäksi on tutkittu sulfidipitoisten saven esiintymistä. Tutkimusten tuloksia on käsitelty luvussa 7.2.

Östersundomin alueen maaperä koostuu laajoista ja vaihtelevan paksuisista savikoista sekä kallioalueista. Kallioalueet ovat paljaita tai ohuen, alle metrin paksuisen moreenikerroksen peittämiä. Alueella esiintyy myös liejusavia. Savialueiden kerrospaksuus vaihtelee 3...16 metrin välillä. (Kosonen et al. 2015, s. 7.) Alueen maaperäkartta on esitetty kuvassa 13.



Kuva 13. Östersundomin alueen maaperäkartta (Geologian tutkimuskeskus 2015). Kuvaan on lisätty mustalla ympyröity alue, jonka keskellä koepenger sijaitsee.

Östersundomin alue sijaitsee rannikon läheisyydessä. Geologisen historiansa aikana alue onkin ollut osana kaikissa Itämeren myöhäisjääkautisissa ja jääkauden jälkeisissä kehitysvaiheissa, mikä on vaikuttanut alueen maaperän syntyyn. (Kosonen et al. 2015,



s. 7.) Noin 11 000 vuotta sitten alkoi Baltian jääjärven vaihe, jonka aikana on sedimentoitunut vuosikerroksellinen lustosavi. Lustosavissa on havaittavissa kerroksellinen rakenne, joka on peräisin mannerjäätikön erilaisista sulamisrytmeistä eri vuodenaikoina. Lustosavissa vaihtelee karkearakeisempi, silttinen kerros sekä hienorakeisempi, savipitoisempi kerros. Noin 9 000 vuotta sitten alkoi suolainen Litorinameren vaihe, jonka aikana vesi rehevöityi, ja meressä ollut hienoaines kerrostui tasakoosteisiksi savikerroksiksi eli niin sanotuiksi postglasiaalisiksi saviksi. Litorinamerivaiheen aikana muodostuivat myös sulfidisavet sekä meressä olleen suuren orgaanisen aineksen määrästä johtuen liejusavet. (Eronen 1992.) Östersundomissa tutkituissa pisteissä ei kuitenkaan ole havaittavissa paksua, orgaanispitoista liejusavikerrosta (Kosonen et al. 2015, s. 11).

Litorinameren aikana merenpinta nousi nopeammin kuin maaperä kohosi, ja Östersundomin alueella merenpinta oli jopa 31 m nykyistä merenpintaa korkeammalla. Alueen savikot ovat nousseet merenpinnan yläpuolelle vasta viimeisen tuhat vuoden aikana. Nykyisin maanpinta jatkaa alueella kohoamista noin 3...4 mm vuodessa. (Kosonen et al. 2015, s. 7.)

## 6.2 Koepenger ja alueen pohjasuhteet

Koepenkeren on rakennuttanut Helsingin kaupungin geotekninen osasto, ja penkereen avulla tutkitaan Östersundomin alueen painumia sekä rakennettavuutta. Koepenkeren ensimmäinen osa on rakennettu maaliskuussa 2014. Penger materiaalina on käytetty mursketta. Penger on rakennettu maanpinnalle asennetun geotekstiilin päälle. Koepenger on noin 42 m pitkä ja 19 m leveä, ja sen keskellä on noin 21 m pitkä ja 10 m leveä korotettu keskiosa. Koepenkeren matalamman osan korkeus on noin 0,4 m, ja keskiosan alkuperäinen korkeus on ollut noin 0,8 m. Keskiosaa on korotettu joulukuussa 2014, ja korotuksen jälkeen sen korkeus on noin 1,20 m. Kuvassa 14 on esitetty koepenger sen korotuksen rakentamisen yhteydessä.



Kuva 14. Koepenger kuvattuna sen korotuksen yhteydessä. Etualalla on ruohikon peittämä penkereen matalampi osa. Korotettu keskiosa näkyy vastarakennettuna.



Koepenkereen alueella on tehty pohjatutkimuksia vuosina 2010-2014. Alueella on tehty puristinkairauksia, puristin-heijarikairauksia sekä kaksi siipikairausta. Lisäksi koepenkereen alueelta on otettu häiriintymättömiä näytteitä. Näytteenottoa ja niistä tehtyjä tutkimuksia on käsitelty tarkemmin työn luvussa 7. Koepenkereen viereen on lisäksi asennettu yksi pohjavesiputki, jonka havainnot on esitetty luvussa 6.4. Penkereen pohjatutkimuskartta on esitetty liitteessä 1, ja pohjatutkimusten tulokset on esitetty liitteeseen 1 kootuissa leikkauspiirustuksissa A-F.

Koepenkereen alue on pinnanmuodoiltaan tasainen, ja alkuperäinen maanpinta on ollut noin tasolla +2,4 m. Ylimpänä on noin 0,8 m paksuinen kuivakuorisavikerros, jonka alla on noin 4...5 m savea. Saven alla on noin 10 m paksuinen kerros silttiä ja hiekkaa. Siltti-hiekka-kerroksen alapuolella on moreenia. Alueella ei ole tehty porakonekairauksia, joten kallionpinnan sijainnista ei ole varmuutta. Tehdyt kairaukset ovat päättyneet joko määräsyvyyteen tai kiveen, lohkareseen tai kallioon.

### 6.3 Painumamittaukset

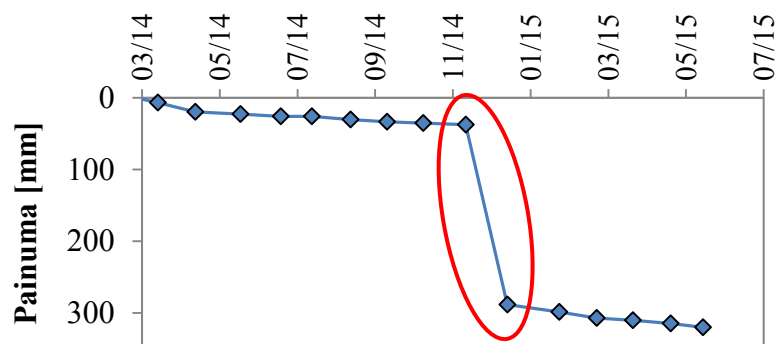
Koepenkereen painumia on seurattu painumalevyillä. Koepenkereen kohdalle ja sen läheisyyteen on asennettu kahdeksan kappaletta painumalevyjä sekä yhdeksän kappaletta kierrepainumalevyjä. Levyjen sijainnit on esitetty liitteessä 1. Levyt on asennettu ennen penkereen rakentamista. Painumalevyt on asennettu suoraan pohjamaan päälle, ja kierrepainumalevyt on asennettu eri syvyyksille eri kerroksissa tapahtuvien painumien mittaamiseksi. Painumalevyjen asennustasot on esitetty taulukossa 1. Painumat on mitattu kerran kuukaudessa.

Taulukko 1. Painumalevyjen ja kierrepainumalevyjen asennustasot. Osalla painumalevyjä on eri mittausohjelmista johtuen kaksi eri numeroa.

<b>Painumalevy no</b>	<b>Asennustaso</b>	<b>Painumalevy no</b>	<b>Asennustaso [m]</b>
PL 25	Maanpinta	KPL 13	-4,705
PL 26	Maanpinta	KPL 14	-0,917
PL 27	Maanpinta	KPL 15	+2,464
PL 28	Maanpinta	KPL 17	-4,502
PL 29/36	Maanpinta	KPL 18	-0,830
PL 30	Maanpinta	KPL 19	+1,913
PL 31	Maanpinta	KPL 21	-3,937
PL 32/33	Maanpinta	KPL 22	-0,566
		KPL 23	+1,883

Penkereen korkeamman osan kohdalla olevien painumalevyjen mittaustankoja jatkettiin penkereen korotuksen yhteydessä. Kierrepainumalevyjen tankoja jatkettaessa kierreosa pääsi vahingossa kiertymään vapaasti, jolloin se tunkeutui syvemmälle maahan. Tästä

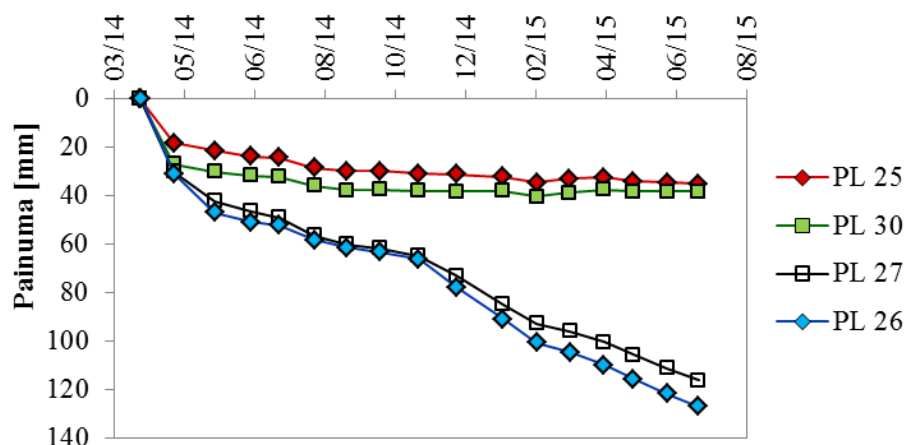
aiheutui mittaustuloksiin mittavirhe, jota on havainnollistettu kuvassa 15. Mittavirhe on havaittavissa marras- ja joulukuun mittausten välissä.



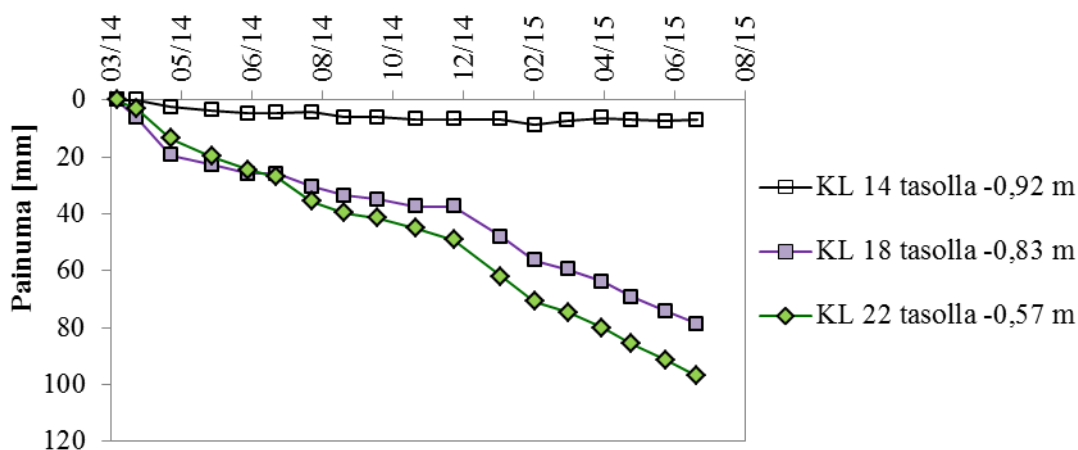
Kuva 15. Kierrepainumalevyissä tankojen jatkamisesta aiheutunut mittavirhe. Kierrepainumalevy nro 18.

Mittavirhe jouduttiin korjaamaan manuaalisesti arvioimalla. Koska mittavirhe tapahtui penkereen korotuksen yhteydessä, ei kuvassa 15 havainnollistettua mittaustulosten hyppäystä voida kokonaan jättää huomioimatta, vaan marras- ja joulukuun mittausten välillä täytyy arvioida korotuksesta aiheutuneen alkupainuman osuus. Virheelliset mittaustulokset voidaan tämän jälkeen korjata arvion avulla.

Arvio mittausten välillä tapahtuneen painuman suuruudelle saatiin painumalevyjen mittaustuloksista. Painumalevyt on asennettu jäykästi pohjamaan päälle, eli niiden tankoja jatkettaessa ei ole tapahtunut samanlaista mittavirhettä kuin kierrepainumalevyissä, joten mittaustuloksia voidaan pitää luotettavina. Painumalevyt mittaavat koko maaperän painumaa, ja eri syvyyksillä tapahtuvien painumien suuruutta arvioitiin painumalaskelmien avulla. Laskelmista määritettiin eri kerroksissa tapahtuneen painuman osuus kokonaispainumasta. Mittavirhettä korjattiin jakamalla painumalevyillä mitattu kokonaispainuma laskennoista eri kerroksille määritettyjen painumaosuuksien suhteessa. Näin saatiin arvioitua korotuksen jälkeen tapahtunut alkupainuma, ja virheelliset mittaukset korjattiin skaalaamalla mittaustulokset vastaamaan tätä painumaa. Painumamittausten tuloksia on esitetty kuvissa 16 ja 17. Kuvissa esitetyt tulokset ovat korjattuja tuloksia. Painumamittausten täydelliset tulokset ja tankojen jatkamisesta aiheutuneen virheen korjaustoimenpiteet on koottu liitteeseen 2.



Kuva 16. Mitatut painumat maanpinnalla painumalevyillä mitattuina. PL 25 ja PL 30 sijaitsevat penkereen matalammalla osalla, PL 26 ja PL 27 puolestaan korkeammalla keskiosalla.

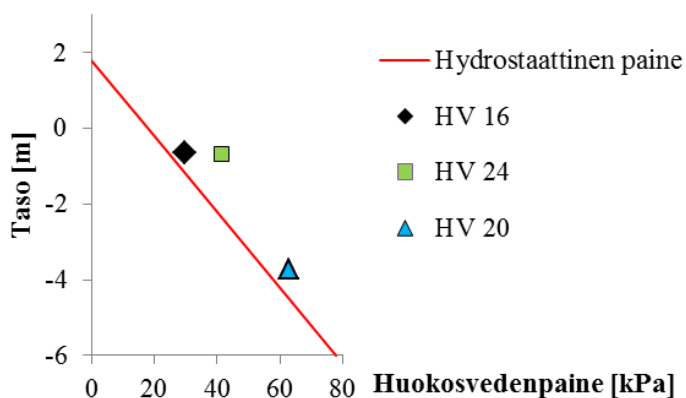


Kuva 17. Mitatut painumat savi3-kerroksessa. KL 14 sijaitsee penkereen matalammalla osalla ja KL 18 sekä KL 22 korkeammalla osalla.

Kuvista 16 ja 17 voidaan hyvin havaita penkereen korkeuden vaikutus painumien suuruuteen. Pisteissä, jotka sijaitsevat penkereen matalammalla osalla, jossa penkereen korkeus on noin 0,4 m, painumat ovat huomattavasti pienemmät kuin korkeammalla osalla (korkeus noin 0,8 m) mitattuna. Kuvissa näkyy myös selvästi joulukuussa 2014 rakennetun 0,4 m korotuksen vaikutus painumiin, kun korotetulla osalla olevien painumalevyjen tuloksissa näkyy selkeä painuman lisäys.

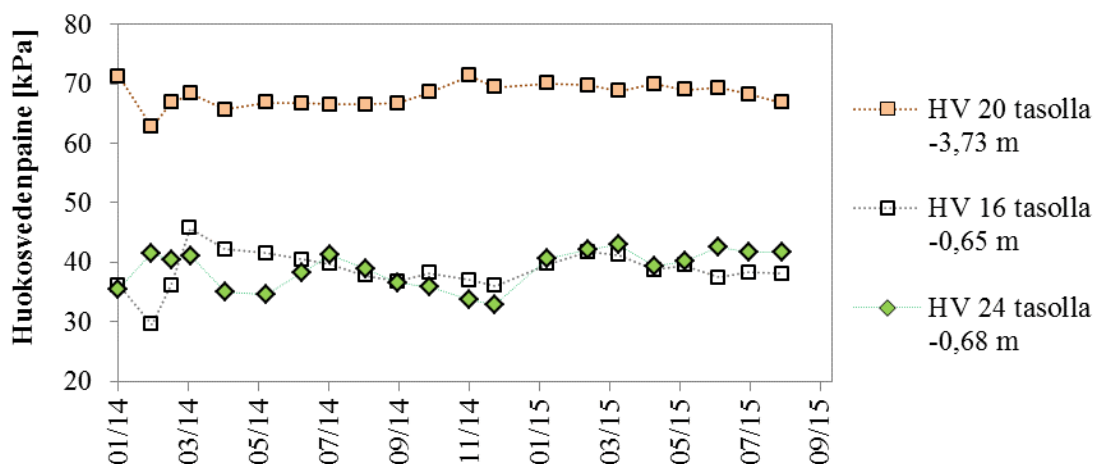
## 6.4 Huokosvedenpaine ja pohjavesi

Painumamittausten lisäksi koepenkerellä on monitoroitu huokosvedenpainetta sekä pohjavedenpinnan korkeutta. Huokosvedenpainetta mitattiin kolmesta pisteestä, ja pohjavedenpintaa tarkkailtiin yhdestä pohjavesiputkesta. Mittauspisteiden sijainnit on esitetty liitteessä 1. Huokosvedenpaineet ja pohjavedenpinnan korkeus mitattiin kerran kuukaudessa. Huokosvedenpaineen mittausten onnistumista on arvioitu kuvassa 18, mitatut huokosvedenpaineen arvot on esitetty kuvassa 19 ja tarkat mittaustulokset on koottu liitteeseen 3.



Kuva 18. Huokosvedenpaineen mittauksen onnistumisen arviointi. Mittaustulokset helmikuulta 2014 ennen koepenkereen rakentamista.

Kuvaan 18 on koottu huokosvedenpaineen mittaustulokset ennen koepenkereen rakentamista helmikuulta 2014 sekä laskettu hydrostaattinen vedenpaine. Kuvasta voidaan havaita, että ennen koepenkereen rakentamista mitattujen ja laskettujen vedenpaineiden arvot ovat hyvin lähellä toisiaan. Mittauksissa on kuitenkin havaittavissa hieman huokosveden ylipainetta, joka näkyy myös pohjavesimittauksissa taulukossa 2. Pisteessä 24 mitattu ja laskettu vedenpaine poikkeavat toisistaan hieman enemmän. Syynä voi olla mahdollinen mittavirhe, jota on käsitelty tarkemmin seuraavassa kappaleessa.



Kuva 19. Mitatut huokosvedenpaineet koepenkereellä. Mittauspisteiden väli on merkitty pisteviivalla, sillä ei ole varmuutta, miten huokosvedenpaine mittausten välillä kehittyi.

Huokosvedenpaineen mittaukset ovat hyvin häiriöherkkiä. Kuvasta 19 voidaan havaita mittaustulosten heittelemistä, mistä osan voi selittää pohjavedenpinnan luonnollinen vaihtelu, joka on Östersundomin alueella mittausaikana ollut noin  $\pm 2$  kPa (ks. taulukko 2). Pisteissä 16 ja 20 on havaittavissa huokosvedenpaineen kasvu penkereen rakentamisen eli maaliskuun 2014 jälkeen. Penkereen aiheuttama lisäkuormitus on siis siirtynyt konsolidaatioteorian mukaisesti huokosvedenpaineelle. Pisteessä 24 huokosvedenpaineen arvo on kuitenkin lähtenyt kasvamaan jo heti mittauksen aloittamisen jälkeen tammikuussa, ja rakentamisen jälkeen maaliskuussa se on lähtenyt laskuun. On mahdollista, että kyseessä on mittausvirhe, ja lukemat on syötetty väärille päivämäärille. Kuvasta voidaan myös selkeästi havaita, kuinka lisäkuormitus aiheuttaa maanpintaa lä-

hempänä oleviin pisteisiin suuremman huokosvedenpaineen lisäyksen kuin syvemmällä olevassa pisteessä 20. Pisteistä 16 ja 24 voidaan myös nähdä joulukuussa 2014 rakennetun penkereen korotuksen aiheuttama lisäys huokosvedenpaineeseen. Syvemmällä olevaan pisteeseen 20 korotus ei näytä mittausten mukaan aiheuttaneen merkittävää huokosvedenpaineen kasvua. Kuten näistäkin tuloksista havaitaan, huokosvedenpainemittauksiin on syytä suhtautua varauksella.

Taulukkoon 2 on koottu pohjavesimittauksen tulokset. Mitatusta tasosta havaitaan, että alueella on paineellista pohjavettä, sillä maanpinta on noin tasolla +2,4 m. Pohjavedenpinnan taso vaihtelee normaalisti vuodenaikojen mukaan, eikä merkittäviä muutoksia ole mittausajanjaksolla havaittu.

Taulukko 2. Pohjavesimittauksen tulokset. Negatiivinen syvyys maanpinnasta tarkoittaa maanpinnan yläpuolella olevaa lukemaa.

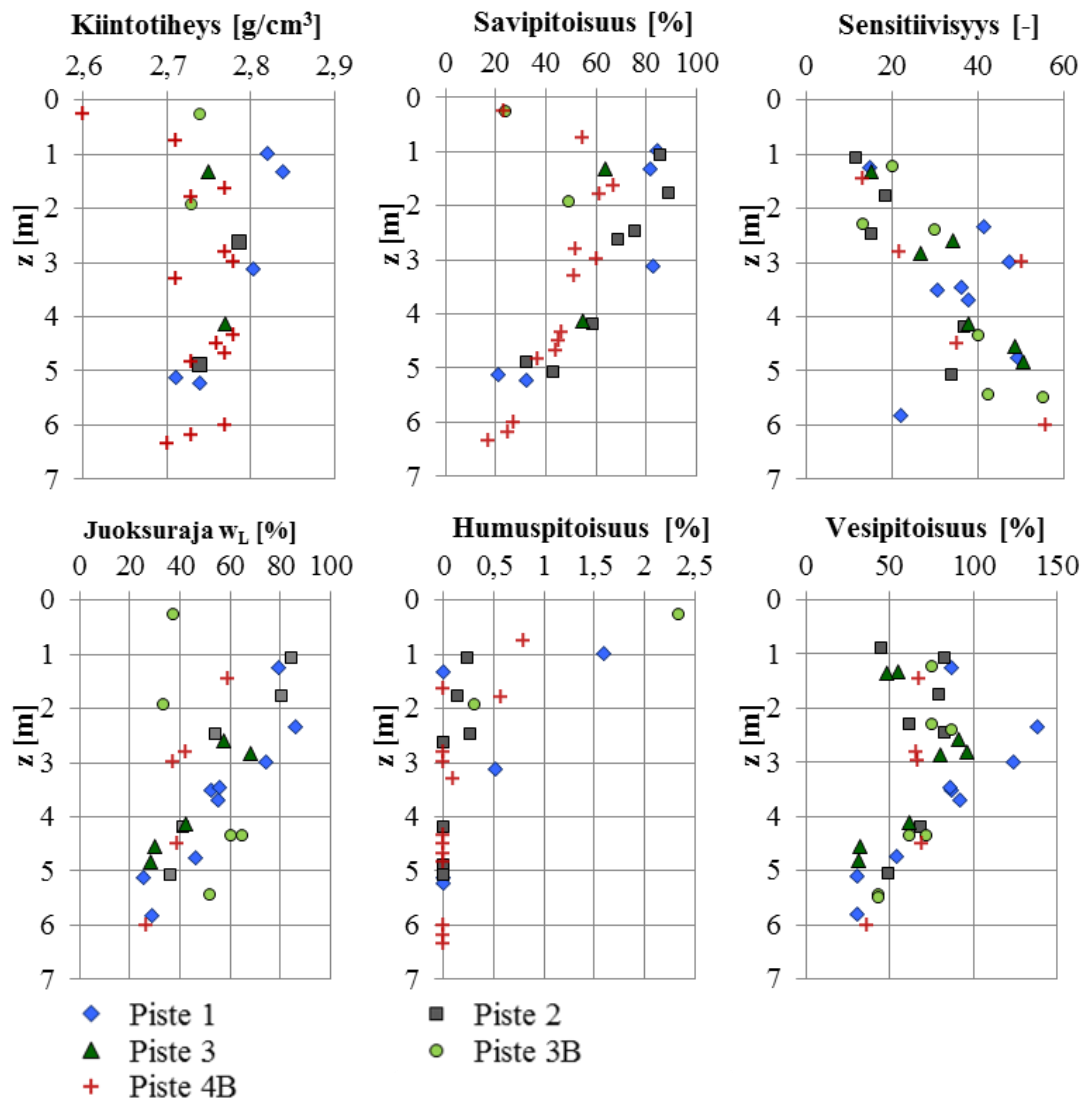
Pvm	Syvyys maanpinnasta [m]	Taso [m]	Pvm	Syvyys maanpinnasta [m]	Taso [m]
11.11.2013	-0,80	+3,31	17.9.2014	-0,51	+3,02
19.11.2013	-0,87	+3,38	14.10.2014	-0,57	+3,08
20.12.2013	-0,89	+3,40	17.11.2014	-0,61	+3,12
20.1.2014	jäässä	jäässä	9.12.2014	-0,64	+3,15
18.2.2014	jäässä	jäässä	9.2.2015	jäässä	jäässä
24.3.2014	-0,72	+3,23	27.2.2015	-0,97	+3,48
22.4.2014	-0,67	+3,18	25.3.2015	-0,91	+3,42
23.5.2014	-0,67	+3,18	24.4.2015	-0,92	+3,43
27.5.2014	-0,68	+3,19	20.5.2015	-0,89	+3,40
27.6.2014	-0,63	+3,14	15.7.2014	-0,60	+3,11
30.6.2014	-0,63	+3,14	21.7.2014	-0,57	+3,08
20.8.2014	-0,53	+3,04			

## 7 Tutkimukset ja parametrien määrittäminen

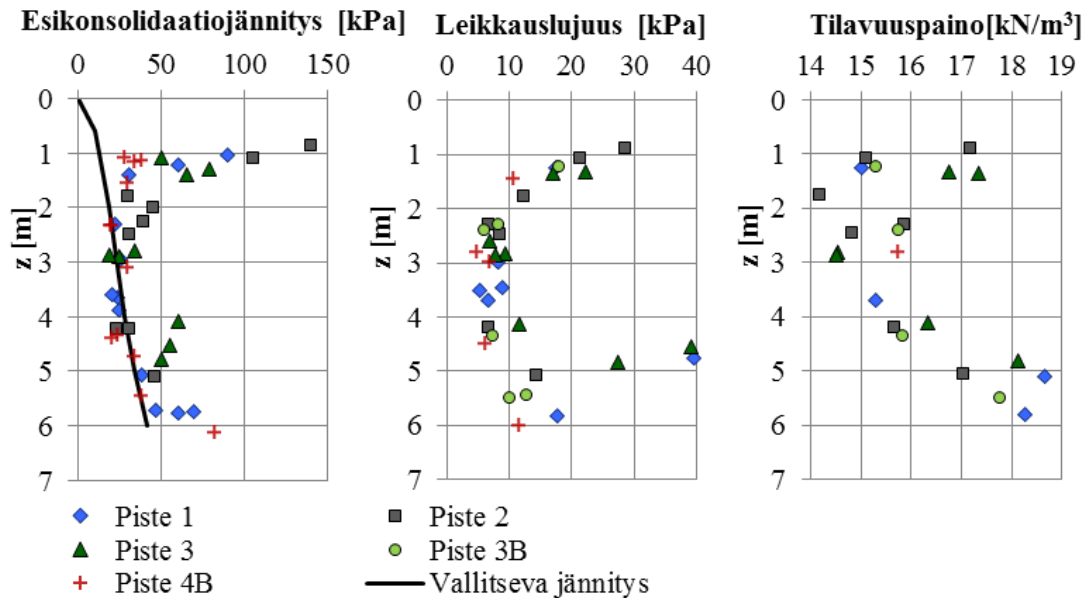
### 7.1 Suoritetut laboratoriokokeet

Maaperän ominaisuuksien määrittämiseksi koepenkereeltä otetuista näytteistä suoritettiin tutkimuksia Aalto-yliopiston pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Näytteitä tutkittiin tekemällä luokituskokeita, ödometrikokeita, vedenläpäisevyysskokeita, suljettuja ja avoimia kolmiakiaalikoikeita sekä konsolidointikoikeita. Lisäksi näytteistä tehtiin viisi kappaletta rakennettuja näytteitä. Suoritetut laboriotutkimukset on koottu liitteeseen 4.

Luokituskokeilla näytteistä määritettiin tilavuuspaino, vesipitoisuus, leikkauslujuus, sensitiivisyys, juoksuraja, kiintotiheys, savipitoisuus sekä humuspitoisuus. Luokituskokeiden tulokset on koottu kuviin 20 ja 21. Vallitsevaa jännitystä laskettaessa pohjavedenpinta on määritetty syvyydelle 0,6 m maanpinnasta.



Kuva 20. Luokituskokeiden tulokset (1/2).



Kuva 21. Luokituskokeiden tulokset (2/2).

Näytepisteistä suoritettiin yhteensä 42 kappaletta portaittaisia ödometrikokeita, joista viidessä mitattiin myös näytteen vedenläpäisevyyttä pystysuunnassa ja kahdessa vedenläpäisevyyttä vaakasuunnassa. Kokeissa käytettiin pääosin kuormitusportaiden välisenä suhteena arvoa  $LIR = 1$  (load increment ratio). Poikkeamat koejärjestelyissä on esitetty liitteen 4 taulukoissa. Ödometrikokeissa parametrit määritettiin primaarisen painuman loppuarvoina (end of primary). Myös rakennetuista näytteistä tehtiin ödometrikokeita saven luontaisten ominaisuuksien määrittämiseksi. Ödometrikokeiden tarkat tulokset on esitetty liitteessä 5.

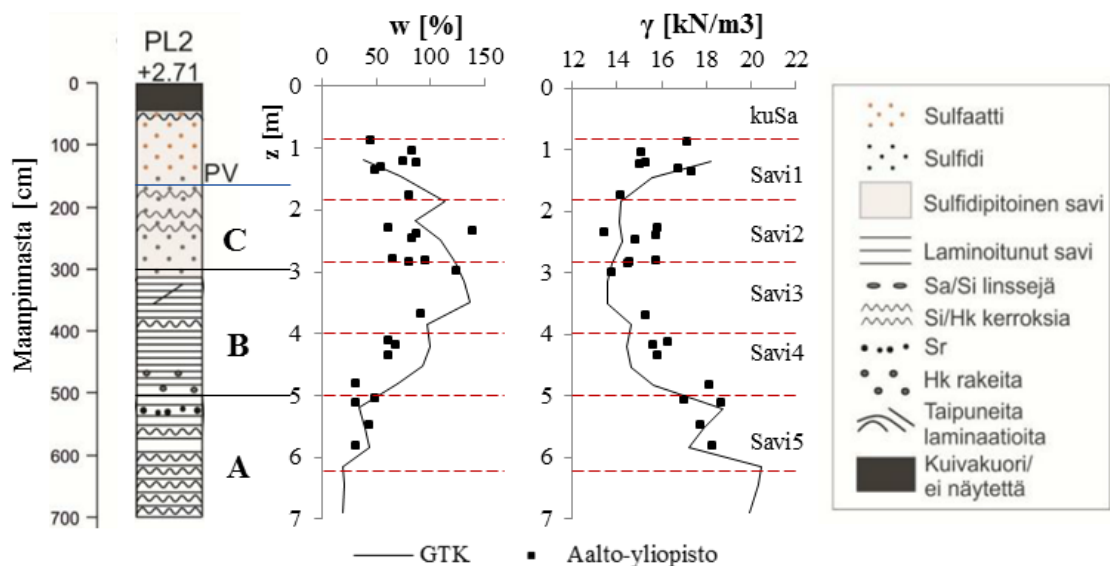
Näytteistä tehtiin lisäksi avoimia ja suljettuja kolmiakσιαalikokeita sekä konsolidointikokeita. Konsolidointikokeiden tuloksia käsiteltäessä käytettiin todellisia muodonmuutoksia, jonka määrittäminen on esitetty kaavassa (7). Konsolidointikokeissa muodonmuutokset määritettiin yhden vuorokauden kuormituksen kohdalta. Konsolidointikokeiden täydelliset tulokset on koottu liitteeseen 6.

Laboratoriossa tehdyt kokeet on suoritettu teknisten spesifikaatioiden ja standardien mukaisesti, ellei liitteen 4 taulukoissa toisin mainita (CEN ISO/TS 17892-11:fi 2007, CEN ISO/TS 17892-12:fi 2007, CEN ISO/TS 17892-5:fi 2007, CEN ISO/TS 17892-6:fi 2007, CEN ISO/TS 17892-9:fi 2007, SFS-EN ISO 14688-2 2005). Laaksosen (2014) suorittaman selvityksen mukaan Aalto-yliopiston pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorio täyttää teknisten spesifikaatioiden vaatimukset suurimmalta osalta, eivätkä havaitut puutteet aiheuttane ongelmia kokeiden tuloksiin. Teknisten spesifikaatioiden vaatimusten täyttymistä ja laboratoriossa ilmeneviä puutteita on käsitelty tarkemmin Laaksosen diplomityössä (Laaksonen 2014). Kaikki koelaitteistot on kalibroitu ennen kokeiden suorittamista.

## 7.2 Geologiset tutkimukset

Geologian tutkimuskeskus on tehnyt koepenkereen alueella tutkimuksia alueen geologisten piirteiden määrittämiseksi. Tutkimuksissa maaperästä määritettiin kolme geologista pääkerrosta, jotka ovat maanpinnalta lukien sulfidipitoinen, osin kerrosrakenteinen savi ja liejusavi (C), kerrosrakenteinen lustosavi (B) sekä siltti- ja hiekkakerroksellinen lustosavi (A). Kerrokset on esitetty kuvassa 22. Kerrosjako ei kuitenkaan suoraan vastaa luvussa 6.1 esitettyjä Itämeren eri vaiheiden muodostamia geologisia kerroksia. Östersundomissa ylimmän kerroksen sulfidipitoinen savi jatkui myös pohjavedenpinnan yläpuolelle, jossa sulfidi on hapettunut keltaiseksi sulfaatiksi. Pohjavedenpinnan alapuolella savi on puolestaan tulkittavissa potentiaalisesti happamaksi sulfaattimaaksi, joka ulottuu koepenkereen alueella 3...5 m syvyyteen maanpinnasta. Sulfidipitoinen savi voi vaikuttaa paalujen ja maanvaraisten betonilaattojen pysyvyyteen sekä kestoikään. Selkeää mustaa sulfidisavea ei Östersundomissa kuitenkaan ole havaittavissa. (Kosonen et al. 2015, s. 8-17.)

Eri kerrostyyppien esiintyminen koepengertä lähinnä olevassa tutkimuspisteessä PL2 on esitetty kuvassa 22. Kuvasta voi havaita savikerroksissa olevia siltti-hiekkakerroksia, joita ei kuitenkaan ole havaittavissa kairaustuloksista (Kosonen et al. 2015, s. 9). Myöskään geologisten pääkerrosten vaihtuminen ei näy kairauksissa. Luokitusominaisuuksia tarkasteltaessa eri pääkerrosten vaihtuminen on kuitenkin havaittavissa, minkä voi havaita kuvasta 22. Kuvassa on lisäksi esitetty Geologian tutkimuskeskuksen ja Aalto-yliopiston tekemien tutkimusten vastaavuus vesipitoisuuden ja tilavuuspainon osalta. Tutkimustuloksissa ei ole havaittavissa merkittävää eroa, vaan havaitut poikkeamat selittyvät maaperän ominaisuuksien luontaisilla vaihteluilla. Kuvassa on lisäksi esitetty laskennassa käytetty geotekninen kerrosjako, jota on käsitelty tarkemmin luvussa 8.1.1.



Kuva 22. Geologinen kerrosjako tutkimuspisteessä PL2, geotekniset kerrokset sekä vesipitoisuus ja tilavuuspaino. (Kosonen et al. 2015 mukaan).



### 7.3 Näytteenotto ja näytteiden laatu

Otettujen savinäytteiden hyvä ja tasainen laatu on tärkein edellytys laboratoriokokeiden onnistumiselle. Näytettä otettaessa maa-aineksessa vaikuttava jännitystila muuttuu suuresti, kun näytekappale nostetaan ylös maaperästä. Tämä johtaa väistämättä jonkinasteiseen näytteen häiriintymiseen. Häiriintymisalttius riippuu käytetystä näytteenottomenetelmästä sekä maaperän häiriintymisherkkyydestä. Häiriintymisen seurauksena etenkin myötöpisteen määrittäminen laboratoriossa vaikeutuu, ja häiriintyminen voi aiheuttaa saven myötäävän pienemmällä jännityksellä ja suuremmilla muodonmuutoksilla. Parempilaatuisista näytteistä määritetty esikonsolidaatiojännitys on lisäksi suurempi kuin huonompilaatuisista näytteistä määritetty. (Leroueil et al. 1990, s. 89, 106-107.) Häiriintymiselle altistuneissa näytteissä saven rakenne ja etenkin rakeiden väliset sidokset tuhoutuvat helpommin. Eniten näytteiden häiriintymistä on havaittu tapahtuvan plastisilla savilla. Lisäksi huonompilaatuisilla näytteillä voi esiintyä myödyn aiheuttamaa huokosveden ylipainetta ennen murtoa. (Lunne et al. 1999, Lunne et al. 2006.)

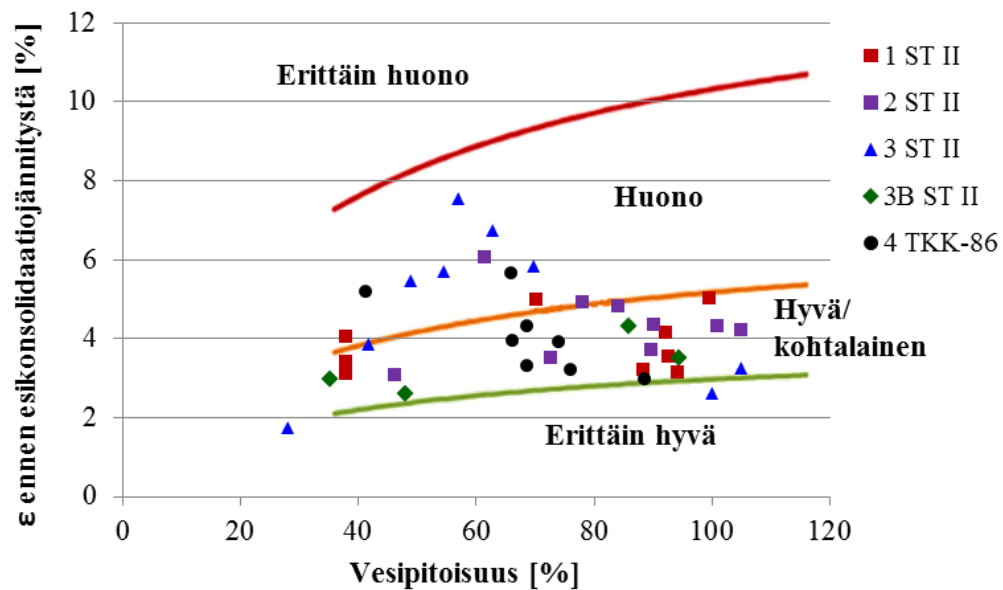
Erityisen huonoja kokemuksia näytteiden häiriintymisestä on saatu Suomessakin yleisesti käytössä olevista mäntäkaairoista. Mitä pienempi on näytteenottimen halkaisija, sitä suurempi on näytteen häiriintymisen riski. (Lunne et al. 1999, Lunne et al. 2006.) Suuriläpimittaisia ja hyvälaatuisia näytteenottomenetelmiä on viime aikoina kehitetty esimerkiksi Norjassa ja Ruotsissa, mutta menetelmät eivät ole vielä käytössä Suomessa (Mansikkamäki 2015, s. 30).

Lunne et al. (1999) ovat kehittäneet menetelmän, jolla voidaan arvioida otettujen näytteiden laatua. Arviointi perustuu huokosluvun muutokseen ( $\Delta e/e_0$ ) ennen esikonsolidaatiojännitystä. Kriteeri on esitetty taulukossa 3. Ödometrikokeissa tämä suhde voidaan määrittellä pystymuodonmuutoksen  $\varepsilon_1$  ja vesipitoisuuden avulla. On kuitenkin huomattava, että kriteeri on määritetty norjalaisilla rannikkosavilla, joiden vesipitoisuus on 20...67 %, plastisuusluku 6...43 % ja OCR 1...4 (Lunne et al. 2006). Koepenkereen näytteistä suurin osa täyttää nämä kriteerit (plastisuuslukua näytteistä ei ole tutkittu).

Taulukko 3. Huokosluvun muutokseen perustuva näytteen laadun arviointimenetelmä (Lunne et al. 1999).

$\Delta e/e_0$	Näytteen laatu
< 0,04	Erittäin hyvä
0,04 - 0,07	Hyvä / kohtalainen
0,07 - 0,14	Huono
> 0,14	Erittäin huono

Tätä työtä varten koepenkereeltä otetuista näytteistä suurin osa on otettu pieniläpimittaisella ST II -mäntäkairalla. Pisteestä 4 otetut näytteet on otettu suurempiläpimittaisella TTK-86-näytteenottomella. Ödometrikokeiden perusteella tutkittua näytteiden laatua on arvioitu kuvassa 23.

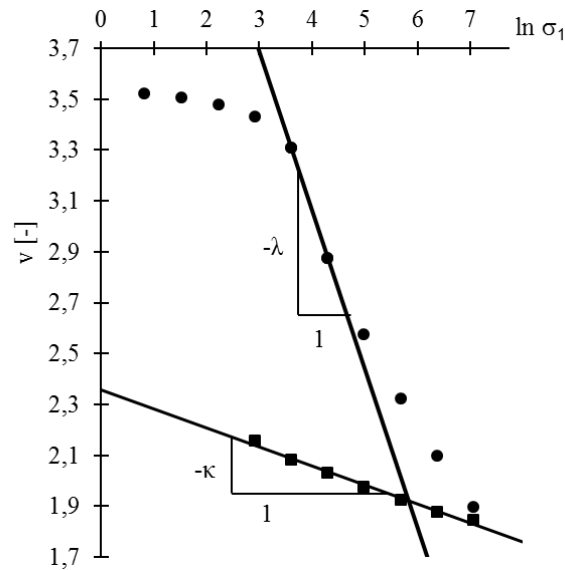


Kuva 23. Ödometrikokeilla tutkittujen näytteiden laatu Lunne et al. (1999) mukaan.

Lunne et al. (1999) esittämän menetelmän perusteella koepenkereeltä otettujen näytteiden laatu on suurimmalta osalta joko huono tai hyvä tai kohtalainen, mikä vastaa suomalaisista savista tehtyjä havaintoja (Mansikkamäki 2015, s. 32). Muutama näyte saavuttaa laatuluokituksen erittäin hyvä. Kuvasta 23 voidaan myös havaita, että suurempi-läpimittaisella TKK-86-näytteenottimella otettujen näytteiden laatu on pääosin hieman parempi kuin ST II -kairalla otetuilla näytteillä.

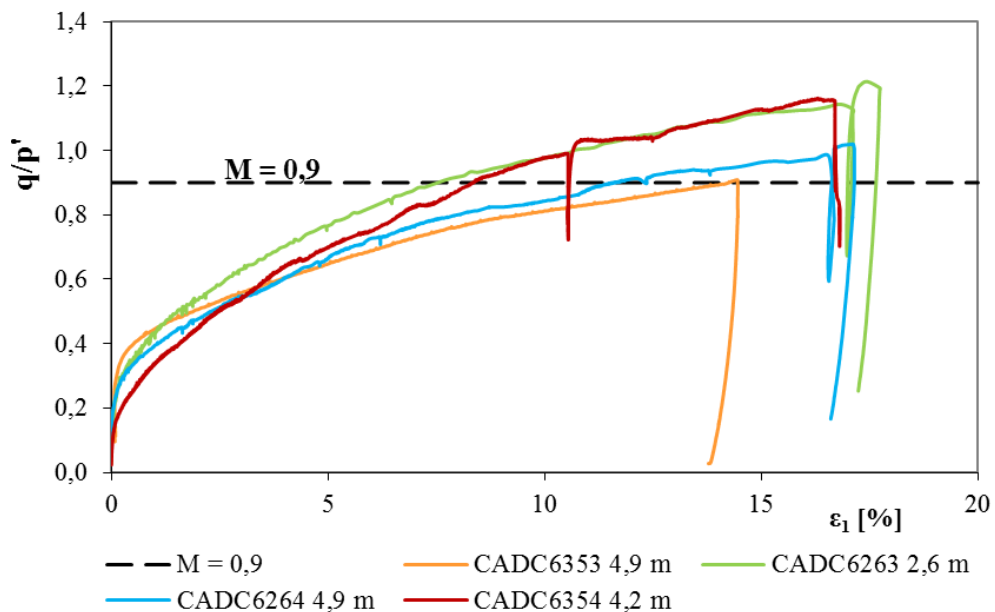
## 7.4 S-CLAY1S-mallin parametrien määrittäminen

Saven kimmoista ja plastista käyttäytymistä kuvaavat parametrit  $\lambda$  ja  $\kappa$  määritettiin ödometrikokeista  $\ln(\sigma_1)$ - $v$ -kuvaajasta, jossa  $v = 1 + e$  on näytteen ominaistilavuus. Parametri  $\lambda$  määritetään näytteen normaalikonsolidoituneelle osalle sovitettun jyrkimmän suoran kulmakertoimen arvona, ja parametri  $\kappa$  ylikonsolidoituneen osan kulmakertoimen palautuksesta, kuten kuvassa 24 on esitetty. Saven luontaista käyttäytymistä kuvaava parametri  $\lambda_i$  määritetään samalla tavalla kuin  $\lambda$ , mutta määrittäminen tehdään rakennetuille näytteille tehdyistä ödometrikokeista.

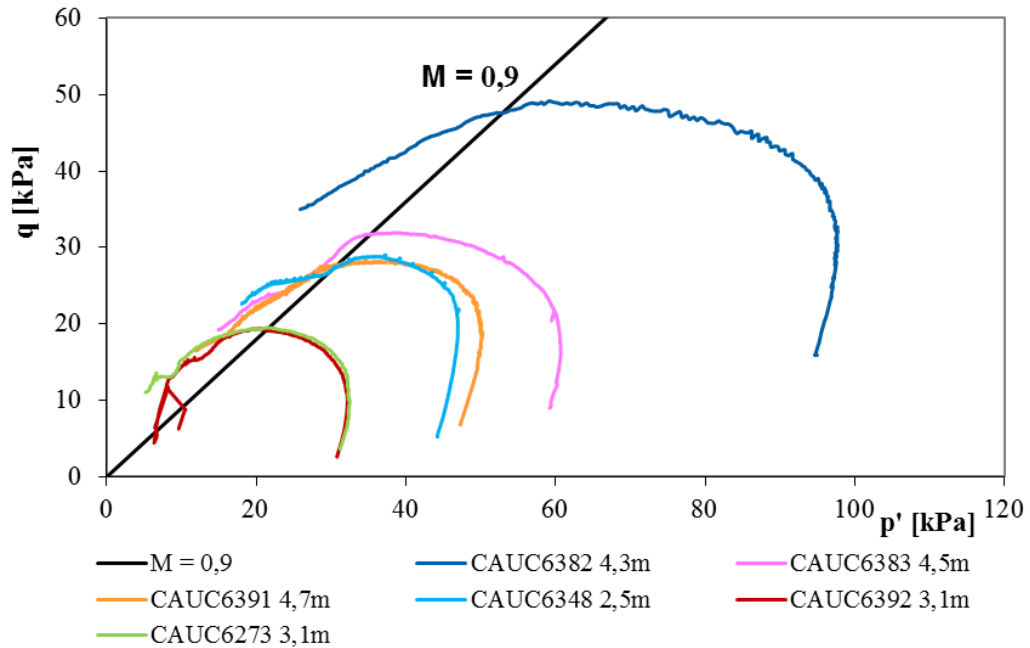


Kuva 24. Parametrien  $\lambda$  ja  $\kappa$  määrittäminen ödometrikokeen tuloksista. Parametrien arvot saadaan suorien kulmakertoimista. Y-akselilla on ominaistilavuus  $v = 1 + e$ . Tässä  $\lambda = 0,624$  ja  $\kappa = 0,0748$ . Koe numero 6376.

Kriittisen tilan jännityssuhde  $M$  määritettiin avoimien ja suljettujen kolmiaksaalikokeiden avulla. Avoimista kokeista kriittisen tilan jännityssuhde voidaan määrittää  $q/p'$ - $\varepsilon_1$ -kuvaajasta.  $M$  on se arvo, jota kuvaajat lähestyvät muodonmuutoksen kasvaessa. Suljetuista kokeista  $M$  voidaan määrittää  $p'q$ -kuvaajasta sovittamalla suora kulkemaan origon ja käyrien huippupisteiden kautta, jolloin  $M$  on sovitussuoran kulmakerroin. Kriittisen tilan jännityssuhteen määrittämisessä voidaan käyttää molempia menetelmiä rinnastusten ja valita koetuloksiin parhaiten soveltuva arvo. Kriittisen tilan jännityssuhteen määrittäminen on esitetty kuvissa 25 ja 26.



Kuva 25. Kriittisen tilan jännityssuhteen määrittäminen avoimista kokeista.  $M = 0,9$ .

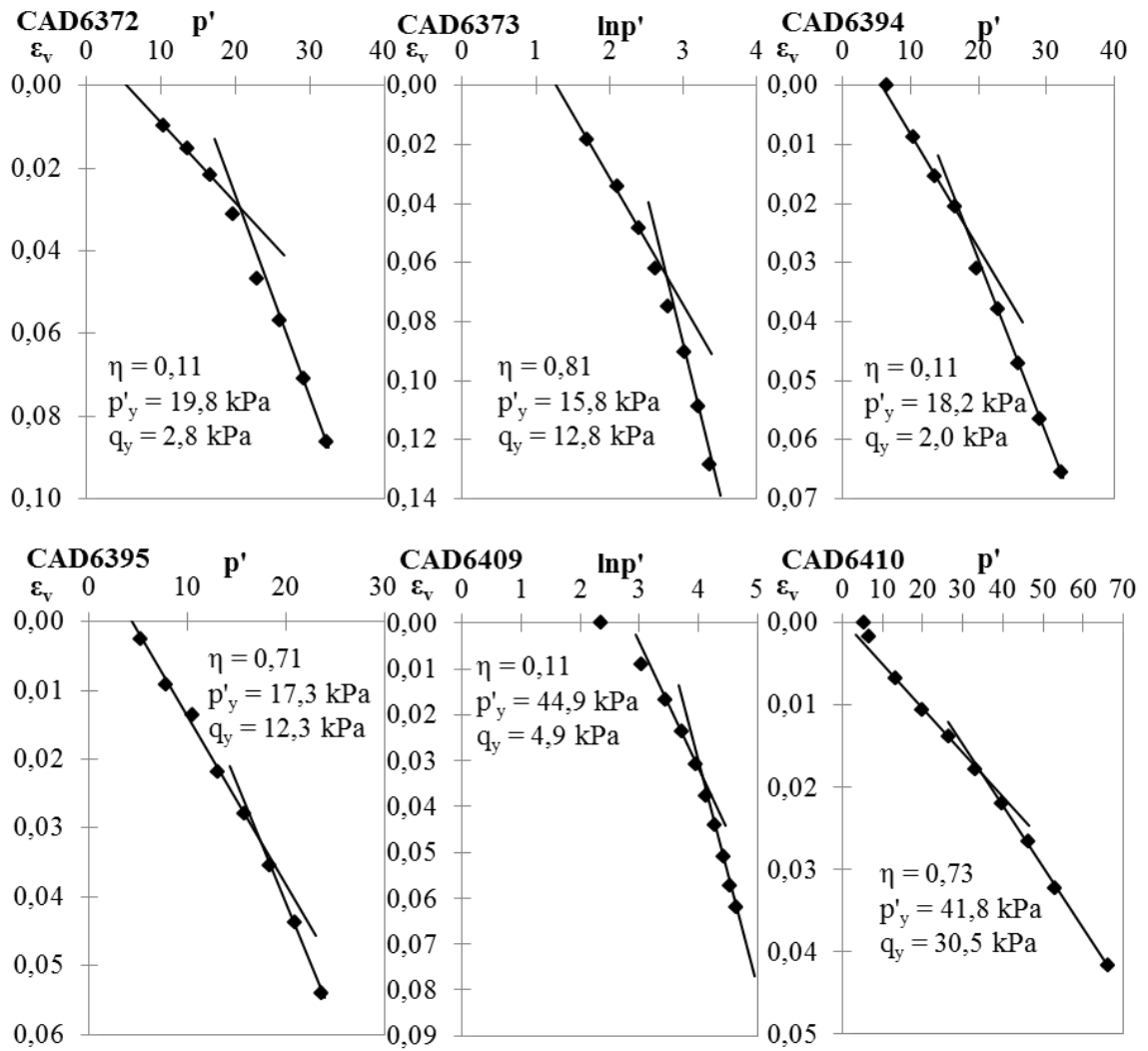


Kuva 26. Kriittisen tilan jännityssuhteen määrittäminen suljetuista kokeista.  $M = 0,9$ .

Saven myötöpinnan kallistusta kuvaavan parametrin alkuarvo  $\alpha_0$  määritetään kaavan (23) mukaisesti kriittisen tilan jännityssuhteen  $M$  ja kitkakulman  $\varphi'$  avulla. Jännityssuhteella  $M = 0,9$  kriittisen tilan kitkakulmaksi saadaan  $\varphi' = 23,0^\circ$  ja myötöpinnan alkuperäiseksi kallistukseksi  $\alpha_0 = 0,353$ .

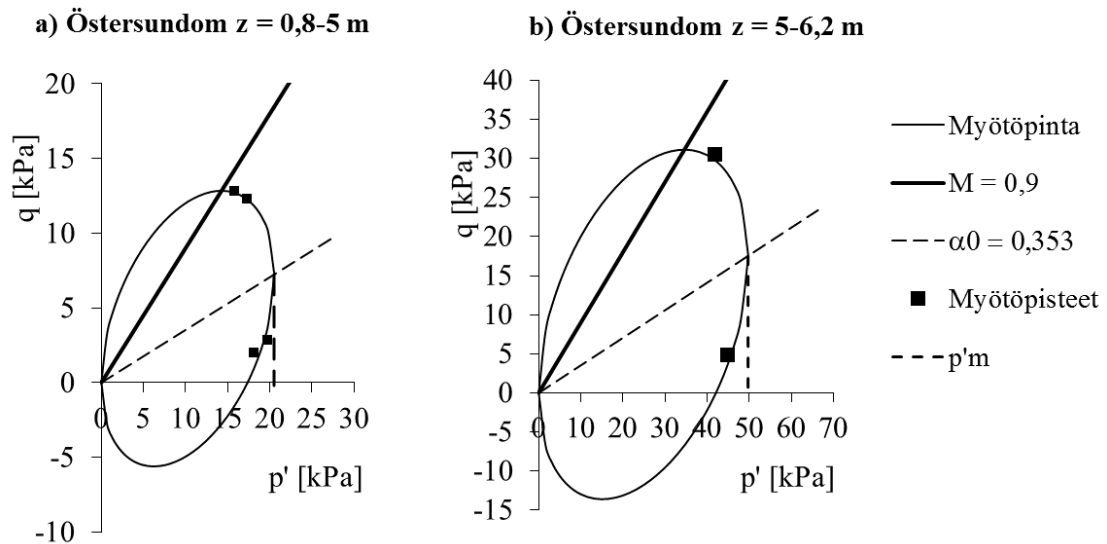
Myötöpinnan koko  $p'_m$  voidaan määrittää konsolidoiduista CAD-kokeiden tuloksista määritetyistä myötöpisteistä. Myötöpisteet määritettiin koetuloksista lineaarisesta  $p'$ - $\varepsilon_v$ -kuvaajasta Koskisen et al. (2003) suosittelmalla menetelmällä sen sijaan, että olisi käytetty menetelmää, jossa myötöpiste määritetään puolilogaritmisesta  $\ln p'$ - $\varepsilon_v$ -kuvaajasta. Koskisen et al. (2003) suosittelmassa menetelmässä lineaariseen  $p'$ - $\varepsilon_v$ -kuvaajaan sovitetaan kaksi suoraa kulkemaan kolmen pisteen kautta niin, että toisella suoralla on suurin mahdollinen kulmakerroin ja toisella suoralla pienin mahdollinen kulmakerroin. Myötöpisteen arvo saadaan näiden suorien leikkauspisteestä. Kuvassa 27 on esitetty myötöpisteen määrittäminen CAD-kokeista. Myötöpisteet määritettiin käyttämällä todellisia muodonmuutoksia.

Myötöpisteen arvo vahvistettiin myös lineaarisista  $p'$ - $\varepsilon_1$ -,  $q'$ - $\varepsilon_v$ - ja  $q$ - $\varepsilon_1$ -kuvaajista samalla menetelmällä. Kokeissa CAD6373 ja CAD6409 myötöpisteen määrittäminen ei onnistunut tarkasti lineaarisesta kuvaajasta, jolloin apuna käytettiin puolilogaritmisiä kuvaajia. Tarkat tulokset myötöpisteiden määrittämisestä on esitetty liitteessä 7.



Kuva 27. Myötöpisteiden määrittäminen CAD-kokeista.

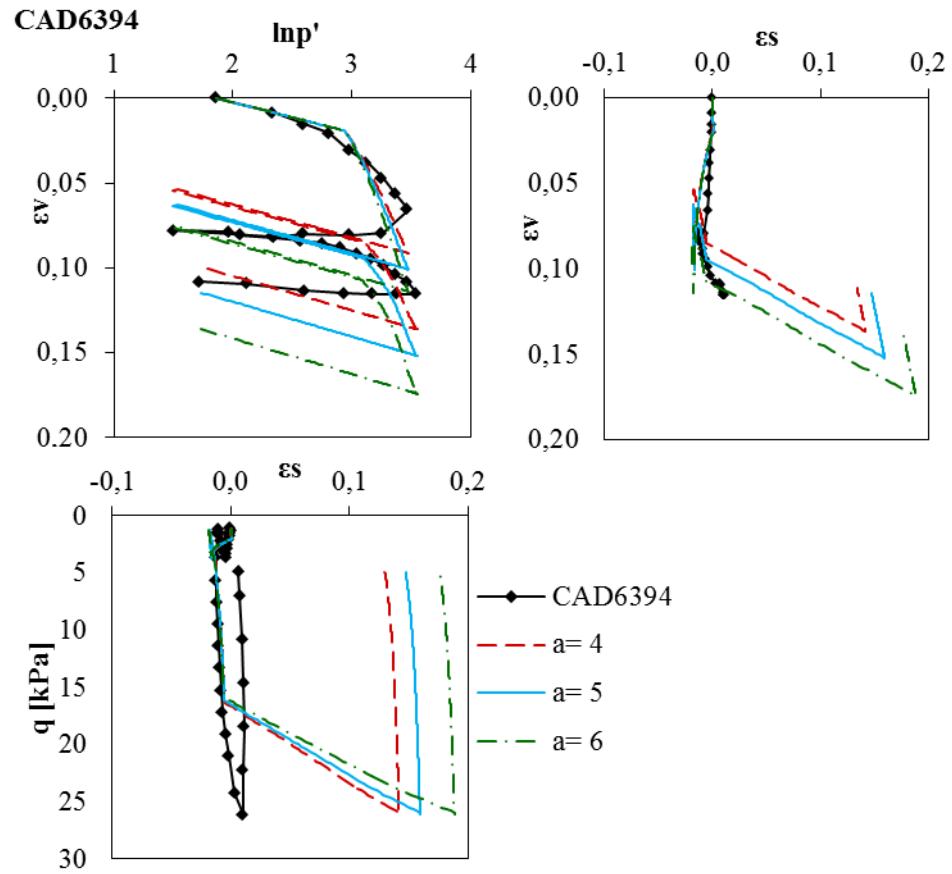
Myötöpisteiden avulla voidaan määrittää myötöpinnan koko. Myötöpinnan funktio kaavasta (17) sovitetaan vastaamaan mahdollisimman tarkasti  $p'$ - $q$ -kuvaajaan sijoitettuja myötöpisteitä, ja myötöpinnan koko saadaan kuvaajasta  $\alpha_0$ -suoran ja myötöpinnan leikkauspisteestä. Östersundomin saven myötöpinnat ja myötöpinnojen koot on esitetty kuvassa 28.



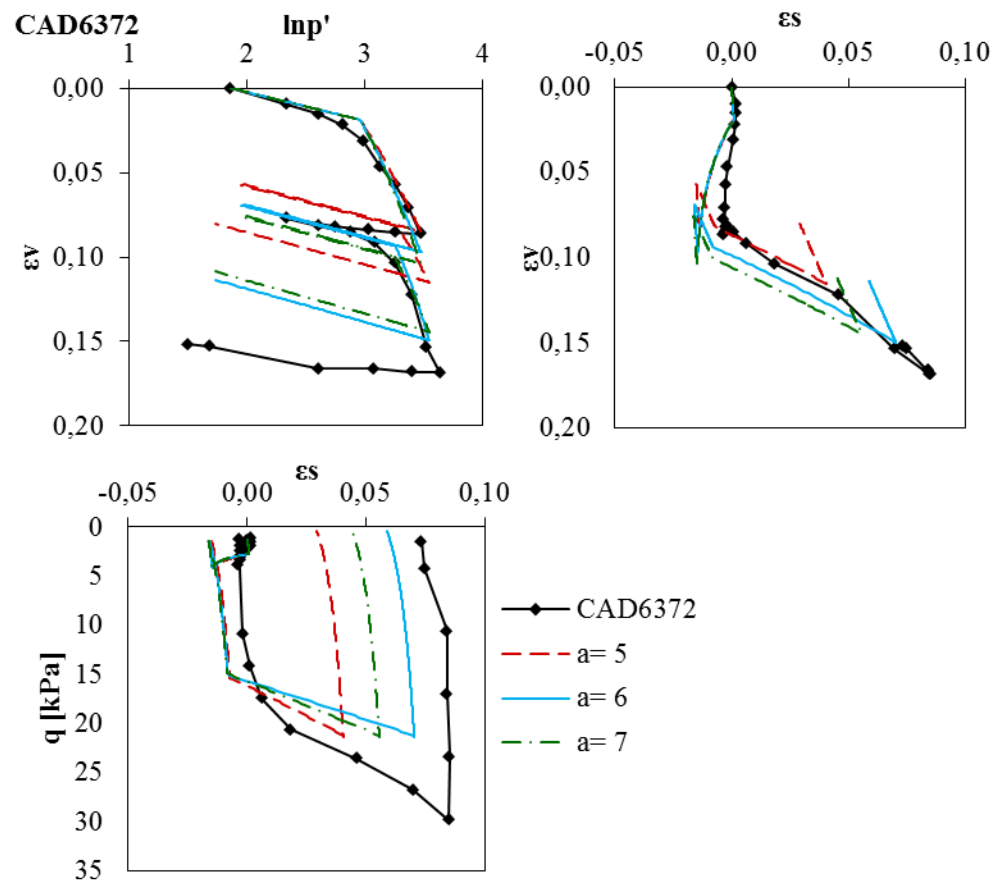
Kuva 28. Myötöpinnan kuvaaja ja myötöpinnan koko Östersundomin savelle a) syvyydelle 0,8...5 m maanpinnasta  $p'_m = 20,5 \text{ kPa}$  ja b) syvyydelle 5...6,2 m maanpinnasta  $p'_m = 49,7 \text{ kPa}$ .

Myötöpinnan kallistumisen nopeutta säätelevän parametrin  $\mu$  arvo valittiin kaikille savi-eroksille vakioksi, sillä sen arvolla ei ole havaittu olevan suurta merkitystä mallin ennustamissa muodonmuutoksissa. Parametrin arvoksi valittiin  $\mu = 20$ , jonka on todettu olevan suomalaisille pehmeille saviille sopiva arvo. (Karstunen ja Koskinen 2008.) Tällä arvolla  $\mu$  toteuttaa myös sille määritetyn ehdon  $\mu = 10/\lambda \dots 15/\lambda$ .

Saven destruktuurin suuruuteen vaikuttavat parametrit  $a$  ja  $b$  on määritettävä konsolidointikokeiden tuloksia simuloimalla ja optimoimalla parametrien arvot vastaamaan mitattuja koetuloksia. Parametri  $a$  voidaan määrittää simuloimalla koe, jossa jännityssuhde  $\eta$  on lähellä nollaa. Tällöin leikkausmuodonmuutosten osuus on pieni, jolloin parametrin  $b$  osuus on merkityksetön, ja parametrin  $a$  suuruus voidaan valita optimoimalla. Parametri  $b$  voidaan määrittää simuloimalla koe, jonka jännityssuhde on puolestaan suuri ja jossa leikkausmuodonmuutosten osuus on iso.  $b$ :n simuloinnissa käytetään simuloinnin ensimmäisessä vaiheessa valittua  $a$ :n arvoa. Suomalaisille saviille on lisäksi pystytty määrittämään parametreille  $a$  ja  $b$  suositusarvot  $a = 10 \dots 11$  ja  $b = 0,2$ . (Koskinen 2014, s. 41.) Parametrit määritettiin käyttämällä todellisia muodonmuutoksia. Kuvissa 29-33 on esitetty osa simulointituloksista, täydelliset tulokset on esitetty liitteessä 8.

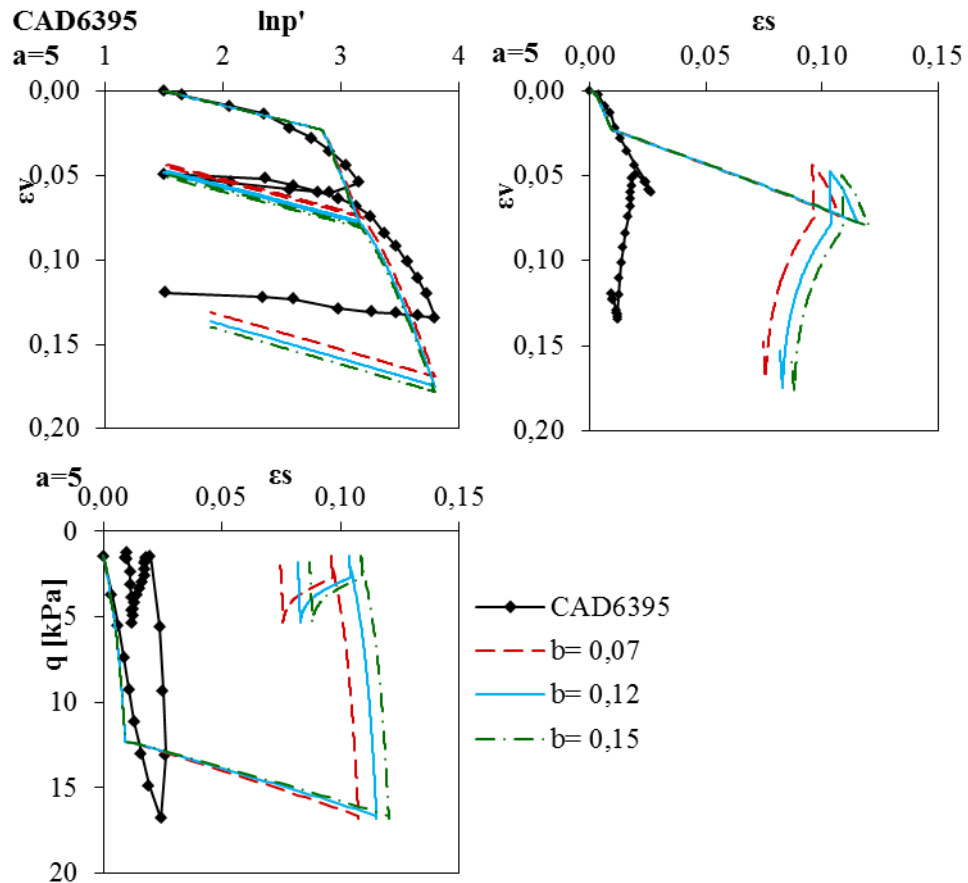


Kuva 29. Parametrin  $a$  simulointitulokset, CAD6394  $\eta = 0,11$  (ensikuormitus).



Kuva 30. Parametrin  $a$  simulointitulokset, CAD6372  $\eta = 0,11$  (ensikuormitus).

Kuvissa 29 ja 30 on simuloitu parametria  $a$  kokeissa, joissa jännityssuhde  $\eta$  on pieni.  $\ln p'$ - $\varepsilon_v$ -kuvaajassa simulointitulokset vastaavat CAD-kokeen tuloksia, mutta leikkausmuodonmuutosten osalta simulointitulokset ja CAD-kokeen tulokset poikkeavat reilusti. Simulointitulokset arvolla  $a = 5$  vastaavat parhaiten kokeen tuloksia, joten se on valittu laskentaan. Kuvassa 31 on puolestaan määritetty parametria  $b$  kokeella, jonka jännityssuhde on suuri.



Kuva 31. Parametrin  $b$  simulointitulokset, CAD6395  $\eta = 0,71$  (ensikuormitus).

Parametri  $b$  vaikuttaa eniten leikkausmuodonmuutoksiin  $\varepsilon_s$ , mutta kuten kuvasta 31 voidaan havaita, CAD-kokeen tulokset ja simuloidut tulokset poikkeavat suuresti leikkausmuodonmuutosten osalta. Samanlainen ero toistuu kaikilla suuren jännityssuhteen kokeilla (ks. liite 8). CAD-kokeiden tuloksissa leikkausmuodonmuutoksen arvo on kaikissa kokeissa hyvin pieni, mikä voi johtua useista syistä. Kokeita ei kuormituksessa ole mahdollisesti kuormitettu tarpeeksi pitkälle myötöpisteen ohi, jolloin suuria leikkausmuodonmuutoksia ei ole ehtinyt tapahtua. Myös näytteiden laatu on voinut vaikuttaa koetuloksiin. Taulukossa 4 on arvioitu CAD-kokeissa käytettyjen näytteiden laatua Lunne et al. (1999) kehittämän kriteerin mukaan. Taulukosta voidaan havaita, että näytteiden laatu on parhaimmillaankin vain hyvä tai kohtalainen. Lisäksi Östersundomin savi on hyvin häiriintymisherkkää ( $S_t = 20 \dots 50$ ), joten on mahdollista, että näyte on häiriintynyt koeselliin ladattaessa. Osassa näytteistä näytteessä saattoikin huomata jo koeselliin ladattaessa joitain häiriöitä, esimerkiksi näytteet eivät pysyneet täysin suorassa. Lisäksi näytteiden pitkä varastointiaika voi vaikuttaa koetuloksiin (esimerkiksi

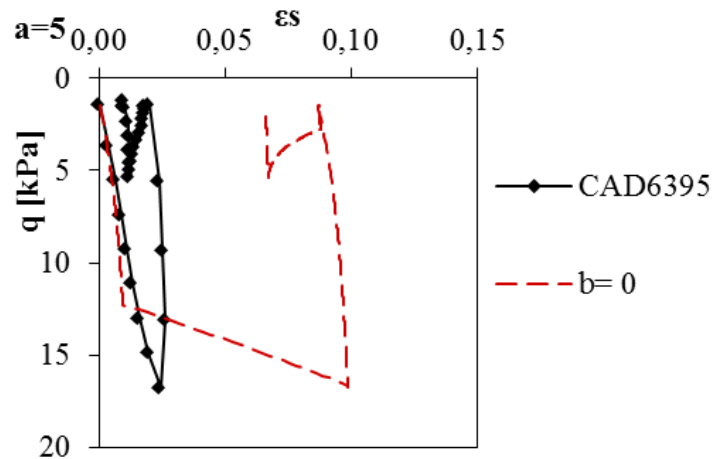


Chang 2001, Ferreira et al. 2011). Konsolidointikokeissa käytettyjen näytteiden varastointiaika vaihteli puolentoista kuukauden ja yhden vuoden välillä.

Taulukko 4. CAD-kokeiden näytteiden laatu Lunne et al. (1999) mukaan. Kriteeri on esitetty taulukossa 3.

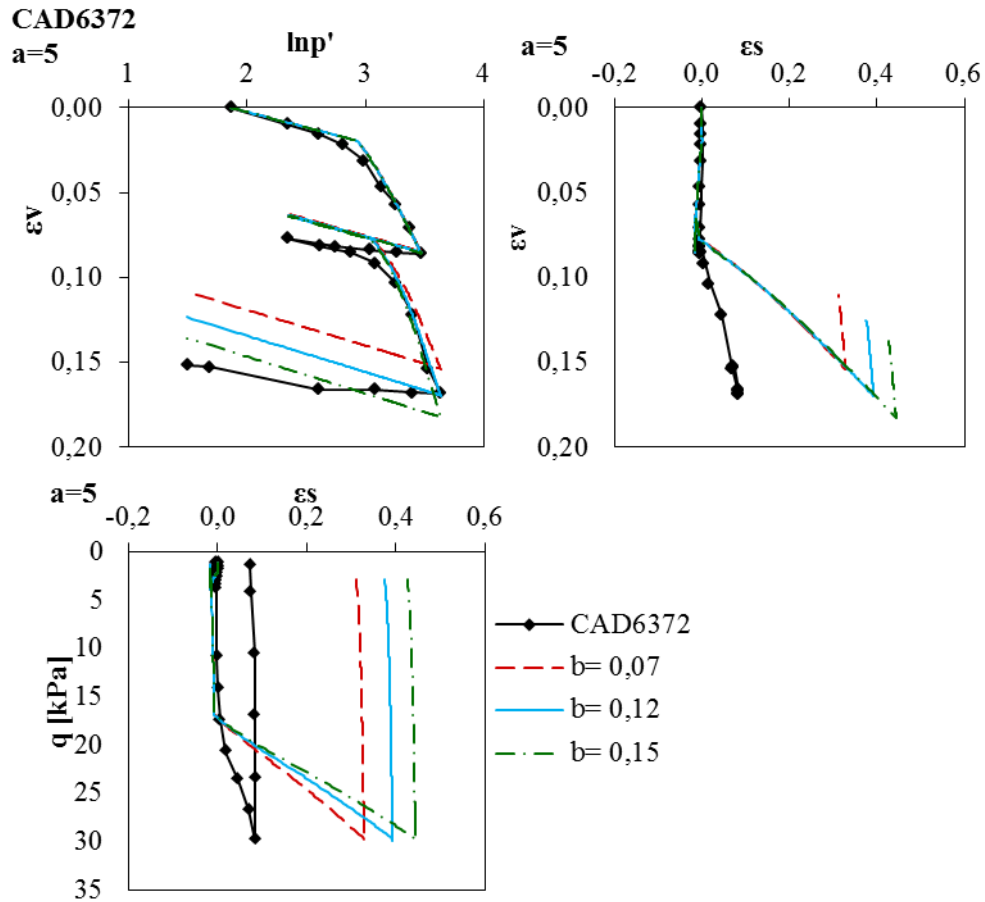
Koe nro	$e_0$	$e_2$	$\Delta e/e_0$	Näytteen laatu
CAD6372	2,208	2,047	0,073	Huono
CAD6373	2,079	1,812	0,128	Huono
CAD6394	2,078	1,952	0,061	Hyvä / kohtalainen
CAD6395	2,221	2,085	0,061	Hyvä / kohtalainen
CAD6409	1,007	0,899	0,107	Huono
CAD6410	0,918	0,821	0,106	Huono

Suuren jännityssuhteen kokeiden simuloituista arvoista  $b$ :lle ei saada luotettavaa arvoa, sillä jopa arvolla  $b = 0$  simuloitua leikkausmuodonmuutokset ovat aivan liian suuria kokeissa mitattuihin verrattuna, kuten kuvasta 32 voi havaita.



Kuva 32. Simulointitulokset, kun  $b = 0$ . Simuloitua leikkausmuodonmuutokset ovat aivan liian suuria.

Koska suuren jännityssuhteen kokeista ei saatu simuloitua parametria  $b$ , täytyi tutkia myös pienen jännityssuhteen kokeita. Parametrin  $b$  arvolle saatiinkin luotettavin simulointitulokset kokeen CAD6372 toistokuormituksesta, joka on tehty jännityssuhteella  $\eta = 0,8$ .



Kuva 33. Parametrin  $b$  simulointi CAD6372 toistokuormituksessa,  $\eta = 0,8$ .

Vaikka myös kokeessa CAD6372 simuloidut leikkausmuodonmuutokset ovat koetuloksiin verrattuina liian suuret, saadaan  $b$ :lle arvo  $\ln p'$ - $\varepsilon_v$ -kuvaajasta. Toistokuormituksessa  $b = 0,12$  vastaa parhaiten koetuloksia, joten tämä arvo valittiin laskentoihin.

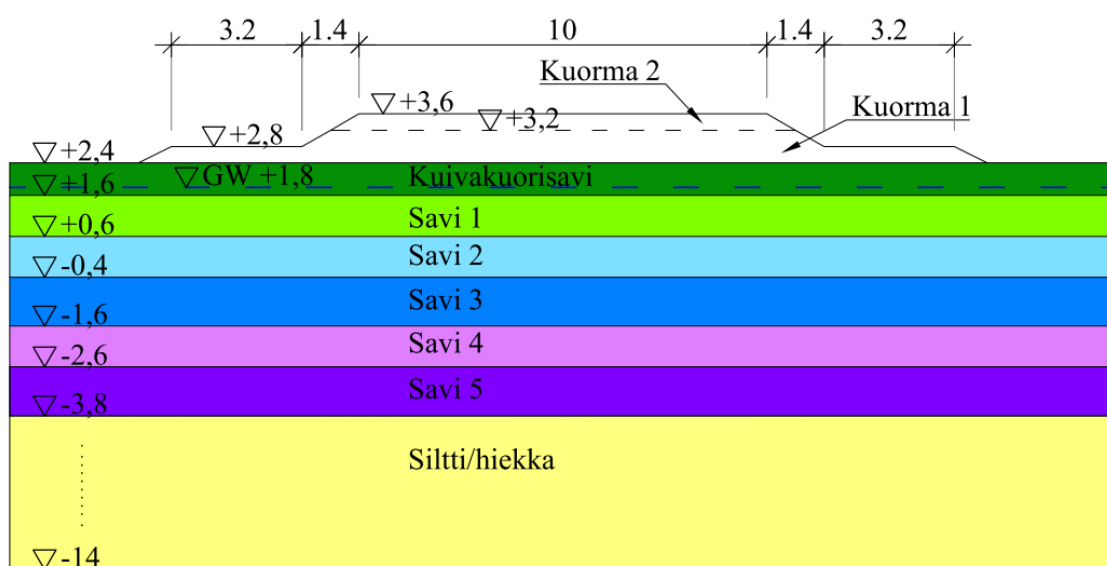
Savessa esiintyvien sidosten määrää kuvaavalle parametrille  $x$  voidaan määrittää minimiarvo  $x_0$  sensitiivisyyden avulla kaavan (26) mukaisesti. Sensitiivisyys lasketaan kartiokokeen koetuloksista kaavan (1) mukaisesti.

## 8 Laskenta

### 8.1 Analyttiset painumalaskennat

#### 8.1.1 Laskentageometria

Kaikki laskennat toteutettiin koepenkeren korotetun osan keskivaiheen poikkileikkaukselta (vastaa poikkileikkausta B-B, liite 1). Laskentoja varten tarvittava kerrosjako tehtiin luokituskokeiden tulosten sekä Geologian tutkimuskeskuksen tekemien tutkimusten avulla. Kuvissa 20 ja 21 esitettyjen luokituskokeiden tulosten avulla maaprofiili jaettiin homogeenisiksi määritettyihin laskentakerroksiin, ja jokaisen kerroksen parametreille valittiin laskentaa varten tuloksista edustava arvo. Laskentakerroksia määritettäessä huomioitiin myös alueen geologinen profiili, joka on esitetty kuvassa 22 yhdessä laskentakerrosten kanssa. Laskennoissa käytetty geometria on esitetty kuvassa 34. Penkereen muodon vuoksi se jaettiin kahteen osaan, joista penkereen ensimmäinen rakennusvaihe on kuorma 1 ja korotusvaihe on kuorma 2. Pohjavedenpinnan taso mallinnettiin syvyydelle 0,6 m maanpinnasta eli kuivakuorisavikerroksen alapinnan tuntumaan. Analyttisissä laskennoissa mallin pohja määritettiin vettä läpäiseväksi.



Kuva 34. GeoCalc-ohjelmassa käytetty laskentageometria. Mitat ovat metrejä.

#### 8.1.2 Tangenttimoduulimenetelmä GeoCalcilla

Koepenkeren painumat laskettiin tangenttimoduulimenetelmällä GeoCalc-laskentaohjelmalla. GeoCalcin painumalaskenta perustuu yksiulotteisen kokoonpuristuman laskeamiseen. Jännityslisäys ohjelmassa lasketaan kimmoteorian avulla, ja huokosveden ylipaineen kehittyminen lasketaan elementtimenetelmällä yksiulotteisen Terzaghin konsolidaatioteorian avulla. Teoria on esitetty luvussa 5.1.3. (Vianova 2012.)

Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit määritettiin ödometrikokeiden perusteella. Suoritetuista kokeista valittiin jokaiselle laskentakerrokselle edustava koe, josta määritettiin laskentoihin tarvittavat parametrit. Ödometrikokeiden tulokset on esitetty liitteessä 5. Moduuliluvut  $m$  ja jännityseksponentit  $\beta$  määritettiin ödometrikokeiden jännitys-muodonmuutos-kuvaajien käyränsovitusten perusteella. Konsolidaatiokertoimet  $c_v$  määritettiin erikseen normaalikonsolidoituneelle (NC) sekä ylikonsolidoituneelle (OC) alueelle. Laskennassa käytettiin Taylorin menetelmällä määritettyjä konsolidaatioker-toimia. Siltti-hiekka-kerroksen parametrien arvot valittiin Länsivaaran (2000) esittämiltä vaihteluväleiltä. Laskennassa käytetyt parametrit on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5. Tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit

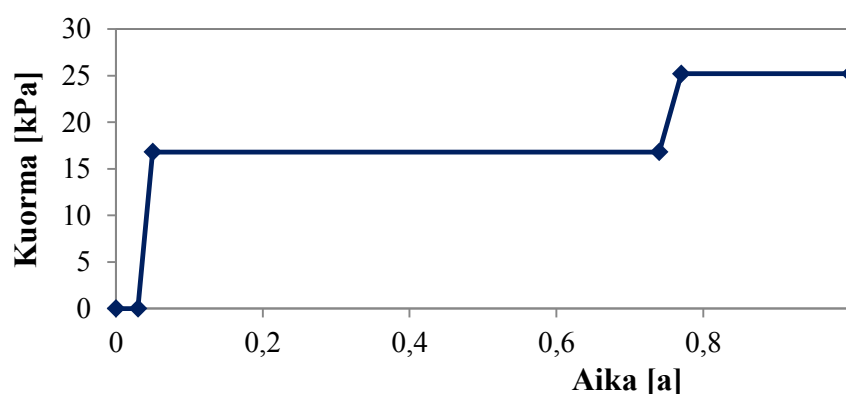
Kerros	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\sigma_c$ kPa	POP kPa	$m_1$ -	$\beta_1$ -	$m_2$ -	$\sigma'_c$ kPa	$c_v$ NC m <sup>2</sup> /a	$c_v$ OC m <sup>2</sup> /a
1 kuSa	17,20	140	-	100,0	1,00	100,0	-	15,0	15,0
2 Savi1	15,30	-	15,0	7,75	-0,33	45,68	30,5	0,17	1,08
3 Savi2	14,90	-	10,0	7,58	-0,54	86,90	30,8	0,19	3,44
4 Savi3	14,90	-	0,0	7,53	-0,15	71,20	31,4	0,32	3,83
5 Savi4	15,80	-	0,0	8,97	-0,28	56,83	23,6	0,25	2,49
6 Savi5	17,70	-	7,0	12,87	-0,15	183,5	38,2	0,81	3,00
7 Si / Hk	17,70	-	-	100,0	0,50	-	-	15,0	15,0

GeoCalc-ohjelmassa tangenttimoduulimenetelmää kutsutaan Ohde-Janbu-menetelmäksi. Kuivakuorisavikerros (kuSa) mallinnettiin käyttämällä vakioarvoista konsolidaatiojännitystä  $\sigma'_c = 140$  kPa, savikerroksissa käytettiin ylikonsolidaatioastetta POP ja siltti-hiekka-kerros oletettiin normaalisti konsolidoituneeksi. Savikerrosten moduulilukujen  $m_1$  arvot sidottiin siihen esikonsolidaatiojännityksen arvoon, jolta moduuliluvut on määritetty. Näin vältetään luvussa 5.1.1 esitetty laskentamenetelmän yhteydessä usein esiintyvä laskentavirhe.

Penger määritettiin laskentaan pengerkuormana, jonka suuruus määräytyy annetun tilavuuspainon mukaan. Penkereelle käytettiin tilavuuspainoa  $\gamma = 21$  kN/m<sup>3</sup>. Penkereen vaiheittain rakentamisesta johtuva kuormitushistoria on taulukon 6 ja kuvan 35 mukainen. Laskentavaiheiden välissä kuorma kasvaa lineaarisesti ajan funktiona vaikutusker-toimien mukaan. Laskennan tulokset on esitetty luvussa 9.

Taulukko 6. Koepenkereen kuormitushistoria GeoCalc-ohjelmassa.

Aika [a]	Vaihe	Kuorman vaikutuskerroin	
		Kuorma 1	Kuorma 2
0	Alkutilanne, penkereellä ei kuormaa	0	0
0,03	Pengertä aletaan rakentaa	0	0
0,05	Penkereen ensimmäinen osa täydellä kuormalla	1	0
0,74	Korotusta aletaan rakentaa	1	0
0,77	Korotus (eli koko penger) täydellä kuormalla	1	1



Kuva 35. Penkereen kuormitushistoria GeoCalc-ohjelmassa. Tilanne penkereen keskellä leikkauksessa B-B.

### 8.1.3 Tangenttimoduulimenetelmä käsin laskemalla

Painumat laskettiin myös käsin tangenttimoduulimenetelmällä. Vaiheittain rakentamista ei kuitenkaan pystytäkään käsinlaskennassa mallintamaan oikein, sillä painuman laskennassa käytettävät yhtälöt ovat epälineaarisia (Vepsäläinen 1994, s. 48). Tämän vuoksi painumasta on käsin laskettu erikseen alkuvaihe ennen korotusta olevalla kuormalla (kuorma 1) sekä painuma lopullisella, korotuksen jälkeisellä kuormalla (kuorma 1 ja kuorma 2). Näin menetelmällä saadaan vertailuarvot erikseen ennen korotusta tapahtuvalle painumalle sekä painuman loppuarvolle.

Kerrosjako ja laskentaparametrit ovat käsinlaskennassa samat kuin GeoCalc-laskennassa. Käsinlaskennassa kerrokset jaettiin normaalisti konsolidoituneisiin (NK), ylikonsolidoituneisiin (YK) sekä lievästi ylikonsolidoituneisiin (LYK) kerroksiin ja muodonmuutokset laskettiin kerroksille erikseen kaavojen (49), (51) ja (52) mukaisesti.

Koepenkereen aiheuttamien jännitysten arvot maaperässä laskettiin Vepsäläisen (1985, s. 329-333) mukaan. Kerroksen painuma saadaan muodonmuutoksen ja kerrospaksuuden tulona kaavalla (60), ja kokonaispainuma on osakerrosten painumien summa kaavan (61) mukaisesti (Korhonen 1985a, s. 283).

$$S_{pi} = \varepsilon_i \times h_i \quad (60)$$

$$S_p = \sum S_{pi} \quad (61)$$

missä  $S_p$  on maaperän kokonaispainuma [mm]  
 $S_{pi}$  on osakerroksen painuma [mm]  
 $\varepsilon_i$  on osakerroksen muodonmuutos [-]  
 $h_i$  on kerrospaksuus [mm].

Painuma-ajat määritettiin luvussa 5.1.3 esitetyn Terzaghin konsolidaatioteorian mukaisesti. Aikakertoimien  $T_v$  arvot määritettiin kaavalla (58) käyttäen konsolidaatiokertoimen osakerrosten painumilla painotettua konsolidaatiokertoimen keskiarvoa. Käsinalaskenta kokonaisuudessaan on esitetty liitteessä 9.

#### 8.1.4 Ruotsalainen konsolidaatiopainuman laskentamenetelmä

Ruotsalaisen painumalaskentamenetelmän kokoonpuristuvuusmoduulilukujen  $M_0$ ,  $M_L$  ja  $M'$  sekä rajajännityksen  $\sigma'_L$  arvot määritettiin portaattaisista ödometrikokeista luvussa 5.1.2 esitetyn menetelmän mukaisesti. Moduuliluvut määritettiin samoista kokeista, joista määritettiin myös tangenttimoduulimenetelmän parametrit luvussa 8.1.2. Määrittämällä parametrit samasta kokeesta saadaan eri laskentamenetelmillä saadut tulokset mahdollisimman vertailukelpoisiksi keskenään. Ruotsalaisen menetelmän parametrit on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Ruotsalaisessa laskentamenetelmässä käytetyt parametrit.

Kerros		$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\sigma'_c$ kPa	$\sigma'_L$ kPa	$M_0$ kPa	$M_L$ kPa	$M'$ kPa	$c_v$ NC m <sup>2</sup> /a	$c_v$ OC m <sup>2</sup> /a
2	Savi1	17,2	30,50	44,9	4568	182	10,76	0,17	1,08
3	Savi2	15,3	30,80	55,0	8690	143	13,42	0,19	3,44
4	Savi3	14,9	31,40	42,0	7120	215	9,18	0,32	3,83
5	Savi4	14,9	23,60	39,0	5683	170	12,05	0,25	2,49
6	Savi5	15,8	38,20	50,1	18350	485	15,84	0,81	3,00

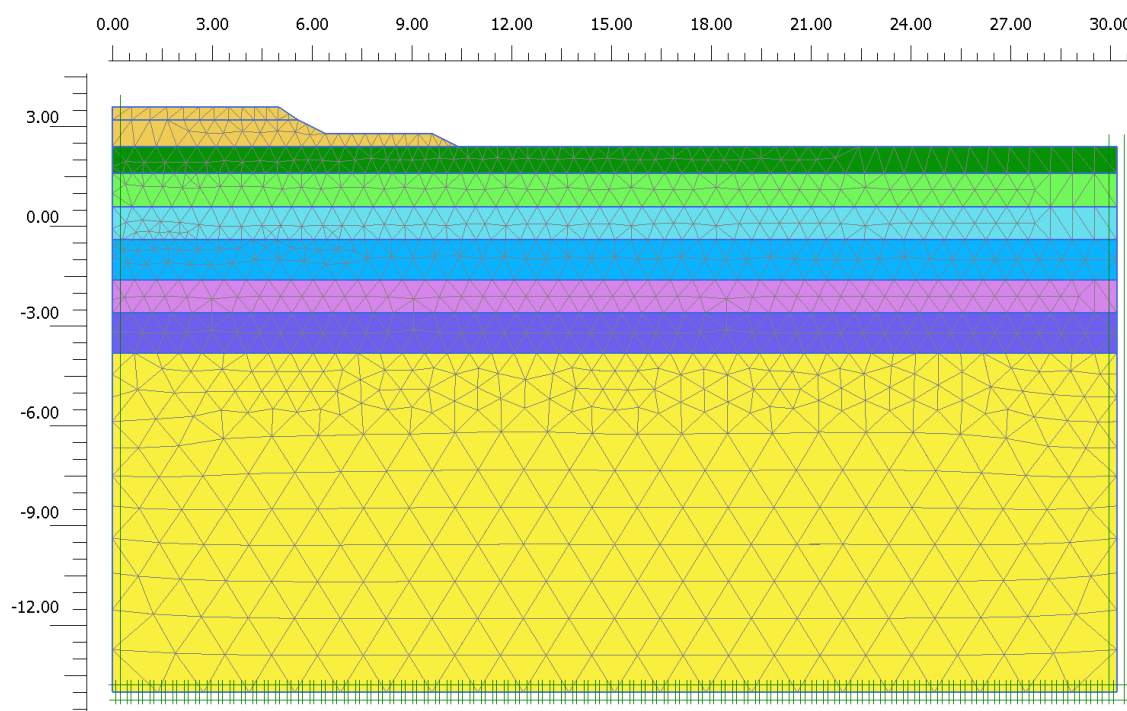
Kuivakuorisavikerrokselle sekä siltti-hiekka-kerrokselle käytettiin tässäkin laskennassa tangenttimoduulimenetelmää. Näiden maakerrosten laskentaparametrit ovat samat kuin luvussa 8.1.2 esitetystä laskennasta. Myös laskennassa käytetty laskentageometria ja kuormitustilanne on samanlainen kuin tangenttimoduulimenetelmällä laskettaessa. Myös ruotsalaisella menetelmällä tehty laskenta suoritettiin GeoCalc-ohjelmalla. Laskennan tulokset on esitetty luvussa 9.

## 8.2 Numeeriset painumalaskennat

### 8.2.1 PLAXIS-laskentojen lähtötilanne

Numeeriset laskennat toteutettiin PLAXIS 2D -ohjelmalla. PLAXIS 2D on geotekniseen laskentaan kehitetty kaksiulotteinen elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelma (Plaxis 2012b, s. 9). Laskennat toteutettiin samalta kohdalta kuin analyttiset laskennat eli poikkileikkauksen B-B läheisyydestä. PLAXIS-laskennoissa käytettiin myös samaa kerrosjakoa kuin analyttisissä laskennoissa. Kerrosjako on esitetty kuvassa 34. Symmetrian vuoksi penkereestä mallinnettiin kuitenkin vain oikea puoli, ja se on esitetty kuvassa 36.

Laskennat toteutettiin käyttämällä plane strain -tilaa eli tasomuodonmuutosta, jossa mallin laskentageometria on yksinkertaistettu kaksiulotteiseen tasoon. Tasomuodonmuutosta voidaan käyttää, kun mallin pituus on selvästi sen leveyttä suurempi (Potts ja Zdravkovic 1999, s. 8). Koepenkereen pituus on kaksi kertaa suurempi kuin sen leveys, joten plane strain -tilan käyttö on perusteltua.



Kuva 36. PLAXIS-laskentojen geometria, elementtiverkko ja reunaehdot.

Elementteinä laskennassa käytettiin 15-solmuisia elementtejä, joiden suuruus määritettiin laskennassa erittäin pieneksi (very fine). Siltti-hiekka-kerros mallinnettiin hieman suuremmilla elementeillä (fine). Muodostunut elementtiverkko on esitetty kuvassa 36. Elementtiverkon laatu varmistettiin Plaxiksen laatu työkalulla, jolla elementtiverkon laatu todettiin hyväksi. Laatuarvion tulos on esitetty liitteessä 10.

Laskennoissa käytettiin luvussa 4 esitettyjä S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimalleja, jotka tuotiin PLAXIS-ohjelmaan käyttäjän luomana (user defined) mallina. Lisäksi suo-

ritettiin vertailulaskentoja Muunnettua Cam-Clay -materiaalimallia (MCC) sekä Soft Soil -mallia (SS) käyttämällä. Soft Soil -malli on MCC-malliin pohjautuva materiaali-malli, joka soveltuu hyvin pehmeiden savimaiden mallinnukseen. Soft Soil -mallissa käytetään muunnettua kokoonpuristuvuusindeksiä  $\lambda^*$  sekä muunnettua paisumisindeksiä  $\kappa^*$ , jotka voidaan määrittää kaavoilla (62) ja (63). (Plaxis 2012a, s. 87-92.) Muut SS-mallin käyttämät laskentaparametrit ovat samoja kuin muissakin käytetyissä malleissa.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (62)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (63)$$

missä  $\lambda^*$  on muunnettu kokoonpuristuvuusindeksi [-]  
 $\lambda$  on kokoonpuristuvuusindeksi [-]  
 $e$  on huokosluku [-]  
 $\kappa^*$  on muunnettu paisumisindeksi [-]  
 $\kappa$  on paisumisindeksi [-].

Laskennoissa savikerrokset mallinnettiin käyttämällä edellä mainittuja materiaalmalleja. Koepenkereen murske, kuivakuorisavi ja alimman kerroksen siltti-hiekka mallinnettiin käyttämällä yksinkertaista Mohr-Coulomb-mallia. Mohr-Coulomb on lineaarisesti kimmainen ja täysin plastinen materiaalmalli (Plaxis 2012b, s. 67). Kerroksien materiaalmallit ja parametrit on koottu taulukoihin 8-10. Kaikki kerrokset mallinnettiin käyttämällä suljettua tilaa (Plaxiksessa Undrained A).

Taulukko 8. PLAXIS-laskennan parametreja (1/3).

Kerros	Materiaalimalli	Syvyys m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$c$ kPa	$\phi$ °	$E$ kPa	$e_0$ -	$v$ -	POP kPa
Penger	Mohr-Coulomb	-	21,0	2,0	40,0	60000	0,50	0,3	-
kuSa	Mohr-Coulomb	0-0,8	17,2	2,0	17,3	25000	1,65	0,2	-
Savi1	S-CLAY1-mallit	0,8-1,8	15,3	3,77	17,3	-	2,00	0,2	15
Savi2	S-CLAY1-mallit	1,8-2,8	14,9	3,77	17,3	-	2,35	0,2	10
Savi3	S-CLAY1-mallit	2,8-4	14,9	3,77	17,3	-	2,35	0,2	0
Savi4	S-CLAY1-mallit	4-5	15,8	3,77	17,3	-	1,70	0,2	0
Savi5	S-CLAY1-mallit	5-6,2	17,7	3,80	17,3	-	1,00	0,2	7
Si/Hk	Mohr-Coulomb	6,2-16,4	17,7	7,0	30,0	18600	0,90	0,2	-



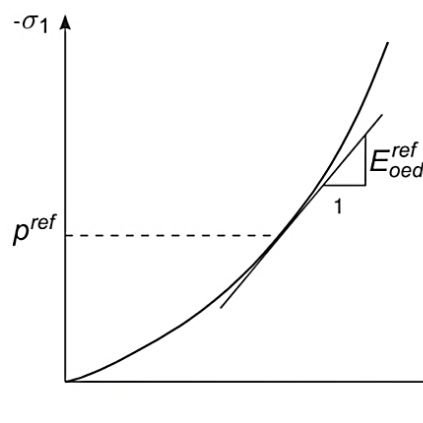
Taulukko 9. PLAXIS-laskennan parametreja (2/3).

Kerros	M	$\alpha_0$	$E_{oed}^{ref}$ kPa	$x_0$	$\beta$	$\mu$	a	b	$k_x$ m/d	$k_y$ m/d
Penger	-	-	-	-	-	-	-	-	$8,64 \times 10^4$	$8,64 \times 10^4$
kuSa	-	-	-	-	-	-	-	-	$8,64 \times 10^4$	$8,64 \times 10^4$
Savi1	0,9	0,353	820	15	0,376	20	5	0,12	$4,48 \times 10^5$	$2,24 \times 10^5$
Savi2	0,9	0,353	740	32	0,376	20	5	0,12	$1,24 \times 10^4$	$6,22 \times 10^5$
Savi3	0,9	0,353	800	32	0,376	20	5	0,12	$1,24 \times 10^4$	$6,22 \times 10^5$
Savi4	0,9	0,353	1000	39	0,376	20	5	0,12	$1,44 \times 10^4$	$7,21 \times 10^5$
Savi5	0,9	0,353	1200	32	0,376	20	5	0,12	$2,83 \times 10^4$	$1,42 \times 10^4$
Si/Hk	-	-	-	-	-	-	-	-	$8,64 \times 10^2$	$8,64 \times 10^2$

Taulukko 10.  $\lambda$ - ja  $\kappa$ -parametrit eri materiaalimalleille eri kerroksissa. PLAXIS-laskennan parametreja (3/3).

Materiaali- malli	S-CLAY1 MCC	SS	S-CLAY1S	Muut	SS
Kerros	$\lambda$	$\lambda^*$	$\lambda_i$	$\kappa$	$\kappa^*$
Savi1	0,39	0,130	0,32	0,055	0,018
Savi2	0,52	0,155	0,31	0,059	0,018
Savi3	0,52	0,155	0,24	0,059	0,018
Savi4	0,25	0,093	0,15	0,030	0,011
Savi5	0,12	0,060	0,11	0,017	0,009

Taulukossa 9 oleva tangenttiödometrimoduuli  $E_{oed}^{ref}$  (tangent stiffness modulus) määritetään ödometrikokeen jännitys-muodonmuutos-kuvaajasta kuvan 37 mukaisesti.



Kuva 37. Parametrin  $E_{oed}^{ref}$  määrittäminen ödometrikokeen kuvaajasta.  
 $p^{ref} = 100$  kPa. (Plaxis 2012a, s. 69.)

## 8.2.2 PLAXIS-laskentojen toteutus

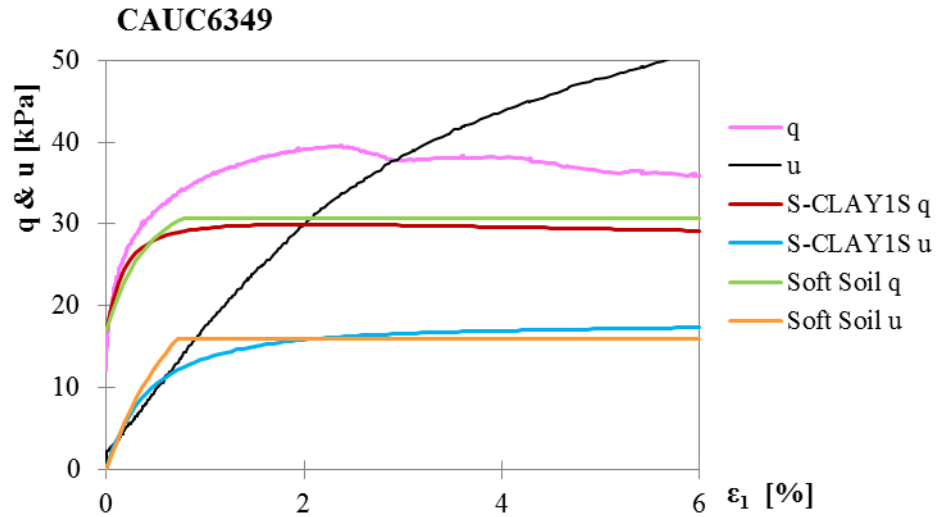
Reunaehtoina PLAXIS-laskennoissa käytettiin Plaxiksen vakiomääritystä (standard fixities). Mallin pohja ja oikea reuna mallinnettiin vettä läpäiseväksi, sen sijaan vasen symmetrialinja mallinnettiin vettä läpäisemättömäksi. Mallinnetut vesiolosuhteet on esitetty liitteessä 10. Plaxiksessa pystyttiin lisäksi mallintamaan paineellinen pohjavesi siltti-hiekka-kerrokseen. Paineellinen pohjavesi mallinnettiin määrittämällä siltti-hiekka-kerrokselle erillinen pohjavedenpinnan painetaso (cluster pheratic level). Painetaso määritettiin pohjavesimittausten tulosten mukaisesti tasolle +3,4 m eli metrin korkeammalle kuin maanpinta (yleinen pohjavedenpinnan taso on määritetty tasolle +1,8 m).

Plaxiksella tehdyt laskennat suoritettiin konsolidaatiolaskentana ja käyttämällä vaiheittain rakentamista (staged construction) mallintamaan koepenkereen todellista rakentamishistoriaa. Vaiheittain rakentaminen mahdollistaa erilaiset kuormitus- ja geometriatilanteet eri laskentavaiheissa. Laskennan ensimmäisessä vaiheessa rakennetaan penkereen alin osa (kuorma 1). Vaikka vaihe todellisuudessa rakennettiin yhdessä päivässä, Plaxiksessa rakentaminen on mallinnettu kestämään neljä päivää, jotta kuorman jakautuminen maaperään vastaa paremmin todellista käyttäytymistä. Ensimmäisen rakennusvaiheen jälkeen seuraa ensimmäinen konsolidaatiovaihe, joka kestää 270 päivää. Tätä seuraa penkereen korotuksen rakentaminen (kuorma 2), joka on jälleen mallinnettu kestämään neljä päivää. Korotuksen jälkeen penkereen annetaan konsolidoitua useita vuosikymmeniä, jona aikana huokosveden ylipaine ehtii purkautua ja painumat tapahtua. Laskentojen tuloksia on käsitelty luvussa 9.

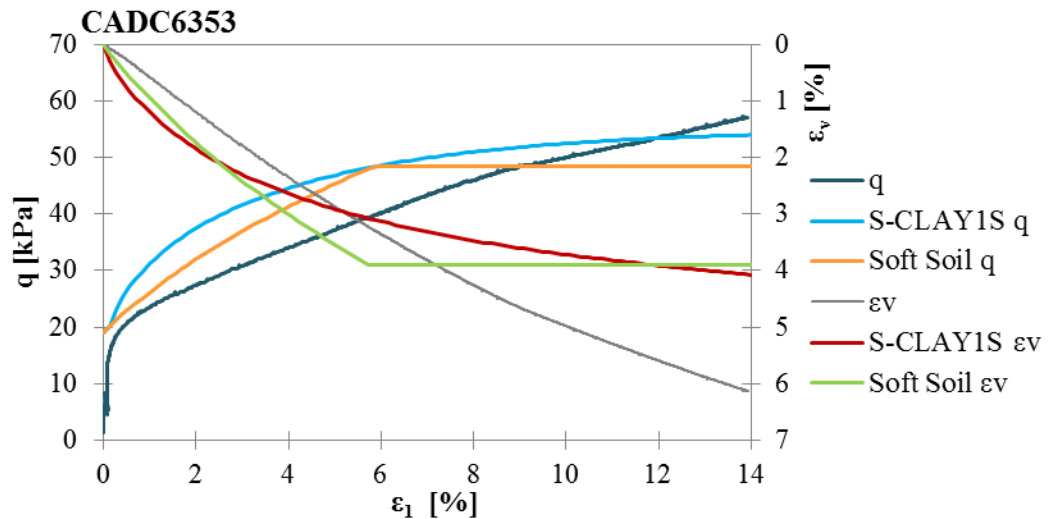
Koska tässä työssä simuloidut destruktuuraatioparametrien a ja b arvot poikkeavat suuresti parametrien suositusarvoista, S-CLAY1S-materiaalimallilla tehty laskenta suoritettiin myös käyttämällä näille parametreille suositusarvoja. Näin voidaan vertailla, millainen vaikutus destruktuuraatioparametreilla on Östersundomin saven painumakäyttäytymiseen. Näitä tuloksia on tarkasteltu luvussa 9.5.

## 8.2.3 S-CLAY1S-materiaalimallin simulointi PLAXIS-ohjelmalla

Plaxiksen Soil Test -työkalun avulla on mahdollista simuloida geoteknisten laboratorio-kokeiden tuloksia annetulla materiaalimallilla. Näin voidaan verrata laskennassa käytetyn materiaalimallin ja valittujen parametrien vastaavuutta todellisen maan käyttäytymisen kanssa. (Plaxis 2012b, s. 107.) Tässä työssä tutkittiin S-CLAY1S-materiaalimallin ja laskennoissa käytettyjen parametrien vastaavuutta suoritettuihin kolmiaksiaalikokeisiin. Kerrosjakona ja parametreina käytettiin samoja arvoja kuin edellisissä luvuissa esitetyissä PLAXIS-laskennoissa. Kolmiaksiaalikokeita simuloitiin S-CLAY1S-materiaalimallilla sekä vertailun vuoksi myös Soft Soil -mallilla. Simulointitulokset on esitetty kuvissa 38 ja 39.



Kuva 38. CAUC6349-kokeen simulointi Plaxiksella.  $q$  on deviatorinen jännitys ja  $u$  on huokosvedenpaine.



Kuva 39. CADC6353-kokeen simulointi Plaxiksella.

Kuten kuvista voidaan huomata, eivät todellisen kokeen tulokset ja simuloitujen tulokset täysin vastaa toisiaan kummallakaan materiaalimallilla. Etenkin huokosvedenpaineen  $u$  osalta simuloitujen ja toteutuneen kokeen tulokset poikkeavat huomattavasti. S-CLAY1S-mallilla simuloitujen koetulokset vastaavat kuitenkin muodoltaan toteutunutta koetta, toisin kuin Soft Soil -mallilla saadut kulmikkaat tulokset. Myöskään parametrien arvojen variointi ei vaikuttanut simuloitujen tulosten suuruuteen merkittävästi. Materiaalimallit ovat vain matemaattisia malleja, jotka yrittävät ennustaa saven käyttäytymistä, joten täydellistä vastaavuutta mallin ja todellisen kokeen välille ei välttämättä saada. Valittu S-CLAY1S-materiaalimalli ja sille valitut parametrit vastaavat todellista koetta kuitenkin riittävällä tarkkuudella.

### 8.3 Stabiliateetin laskenta

Painumalaskelmien lisäksi koepenkereeltä laskettiin sen stabiliateetti GeoCalc- ja PLAXIS-ohjelmilla. GeoCalcin stabiliateetilaskenta perustuu lamellimenetelmään. GeoCalc-laskenta suoritettiin käyttämällä Bishopin menetelmää, jossa tarkastellaan ympyrämuotoisia liukupintoja. (Vianova 2005.)

Stabiliateetin laskennassa laskentageometria ja kerrosjako ovat samat kuin painumalaskelmissa. Siltti-hiekka-kerrosta ei stabiliateetilaskentaan mallinnettu, sillä vain savikerroksilla on merkitystä stabiliateetin kannalta. GeoCalcilla stabiliateetti laskettiin lyhyen ajan vakavuustarkasteluna eli niin sanotulla  $\phi = 0$  menetelmällä, jossa materiaalille antaa lujuutta ainoastaan sen suljettu leikkauslujuus  $s_u$ . Suljettu leikkauslujuus määritettiin kahdella eri tavalla: näytteistä tehdyillä kartiokokeilla sekä koepenkereellä tehdyistä siipikairauksista. Siipikairauksesta saatu suljettu leikkauslujuus redusoiitiin juoksurajan  $w_L$  avulla ohjeiden ja standardien mukaisesti (SFS-EN 19997-2 + AC 2007). Kartiokokeesta määritettyä suljetun leikkauslujuuden arvoa ei tarvitse redusoida. Suljettujen leikkauslujuuksien arvot on koottu taulukkoon 11. Laskenta suoritettiin kokonaisvarmuuslukutarkasteluna. PLAXIS-ohjelmassa stabiliateetin laskenta perustuu parametrien  $\phi$  ja  $c$  arvojen pienenemiseen, kunnes saavutetaan murtotila (Plaxis 2012b, s. 150). PLAXIS-laskennoissa on käytetty samaa geometriaa, materiaaliparametreja ja reunaeh-toja kuin painumalaskelmissa luvussa 8.2.

Eri menetelmillä määritettyjen suljettujen leikkauslujuuksien arvot vaihtelivat suuresti, minkä vuoksi saven leikkauslujuus arvioitiin lisäksi teoreettisesti esikonsolidaatiojännityksen avulla empiirisellä kaavalla (64) (Leroueil et al. 1990, s. 198). Kaavalla (64) arvioitujen leikkauslujuuden arvot olivat hyvin samansuuruisia kuin kartiokokeesta määritetyt arvot. Stabiliateetilaskennat eri leikkauslujuuksien arvoilla on esitetty kuvissa 40-42.

$$s_u = 0,22 \dots 0,25 \times \sigma'_c \quad (64)$$

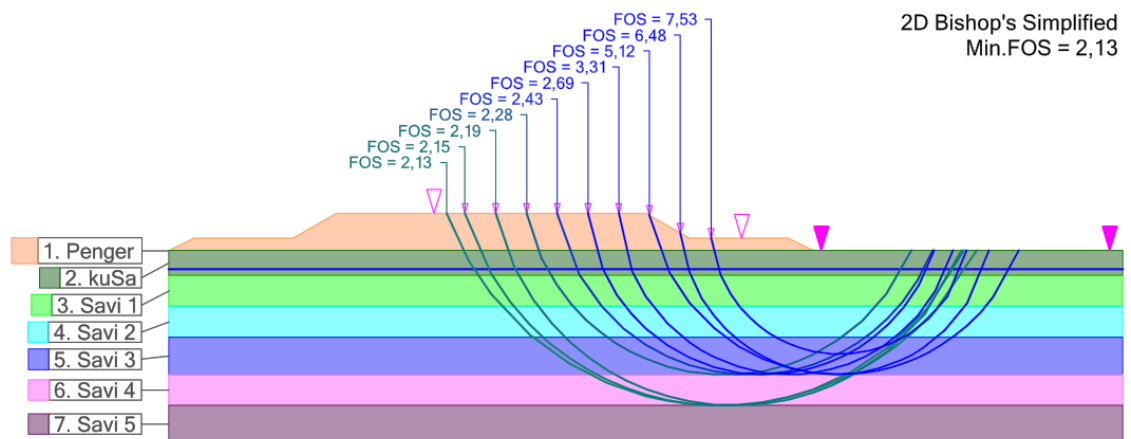
missä  $s_u$  on saven suljettu leikkauslujuus [kPa]  
 $\sigma'_c$  on esikonsolidaatiojännitys [kPa].

Taulukko 11. Stabiliateetilaskennan laskentaparametrit.

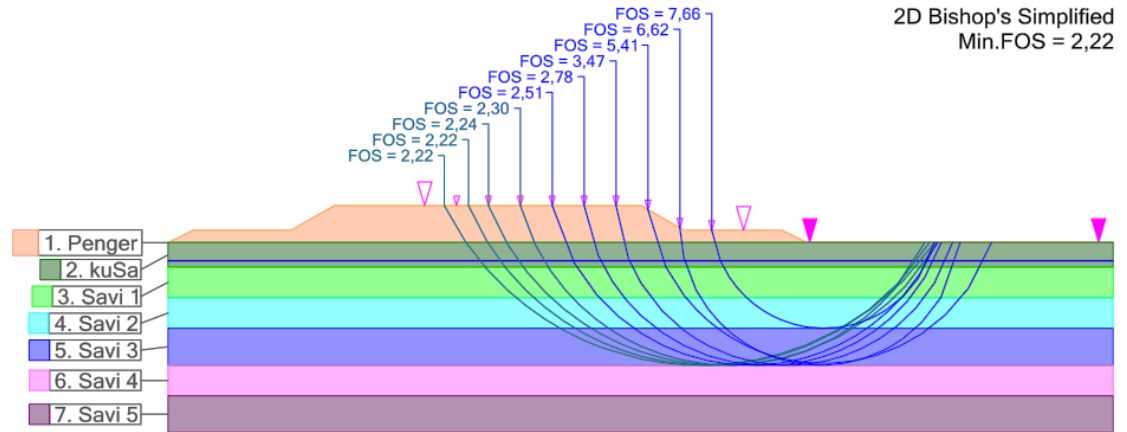
Kerros		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Empiirinen kaava (64) $s_u = 0,25 \times \sigma'_c$ [kPa]	Kartiokoe $s_u$ [kPa]	Siipikaira (redusoitu) $s_u$ [kPa]	$\phi$ [°]
1	Penger	21,00	0,0	0,0	0,0	40,0
2	kuSa	17,20	30,0	20,0	20,0	0,0
3	Savi1	15,30	7,5	15,0	6,0	0,0
4	Savi2	14,90	7,5	6,0	3,4	0,0
5	Savi3	14,90	6,25	7,0	4,4	0,0
6	Savi4	15,80	7,75	10,0	3,0	0,0
7	Savi5	17,70	10,5	15,0	5,1	0,0

Siipikairauksen toteuttamiseen liittyy suuri määrä mahdollisia virhelähteitä. Siksi sen tuloksiin on syytä suhtautua varauksella, ja kuten taulukon 11 tuloksista huomataan, siipikairalla määritetyt suljettujen leikkauslujuuksien arvot poikkeavat huomattavasti kartiokokeella määritetyistä arvoista. Etenkin savi4-kerroksessa määritetty leikkauslujuuden arvo  $s_u = 3,0$  kPa ei todennäköisesti pidä paikkaansa, sillä tällä syvyydellä savesa voi olettaa tapahtuneen jonkinasteista lujittumista, ja leikkauslujuuden arvo on mahdollisesti suurempi. Tämän vuoksi siipikairan tuloksista laskettu stabiliateetti määrittää absoluuttisen minimin stabiliateetille.

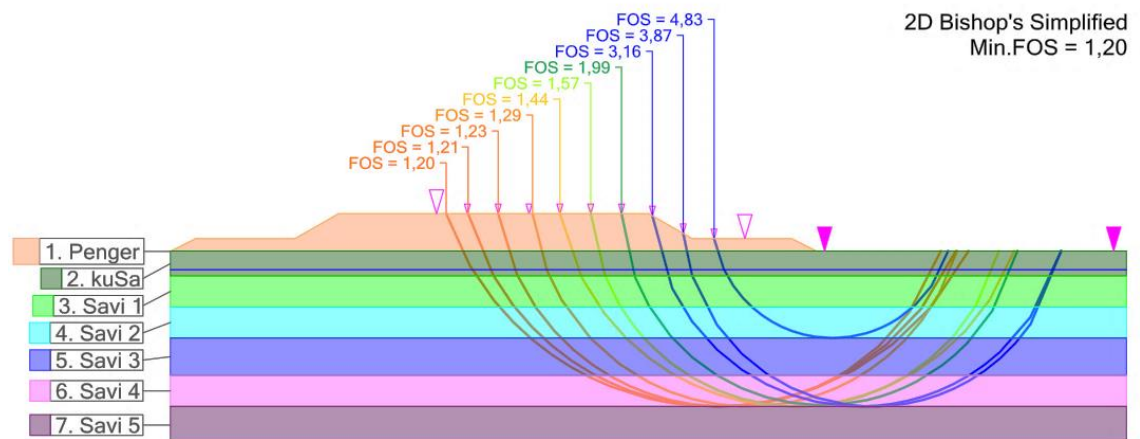
Koska eri menetelmillä määritettyjen suljettujen leikkauslujuuksien arvot vaihtelivat suuresti, muodostui myös stabiliateetilaskentojen tuloksiin merkittäviä eroja. Siipikairauksen tuloksista lasketussa stabiliateetilaskennassa varmuuskerroin oli merkittävästi pienempi kuin kartiokokeen tuloksia käytettäessä. Sen sijaan kaavalla (64) määritettyjen leikkauslujuuksien arvoja käyttämällä varmuuskerroin oli hyvin lähellä kartiokokeen arvoilla saatua tulosta.



Kuva 40. Stabiliateetilaskennan laskentageometria sekä laskennan tulos, kun leikkauslujuus arvioitu kaavalla (64). Varmuuskerroin  $FOS = 2,13$ .



Kuva 41. Stabiliateetilaskennan laskentageometria sekä laskennan tulos, kun leikkauslujuus määritetty kartiokokeesta.  $FOS = 2,22$ .



Kuva 42. Stabiliateetilaskennan laskentageometria ja laskennan tulos, kun leikkauslujuus määritetty siipikairauksesta.  $FOS = 1,20$ .

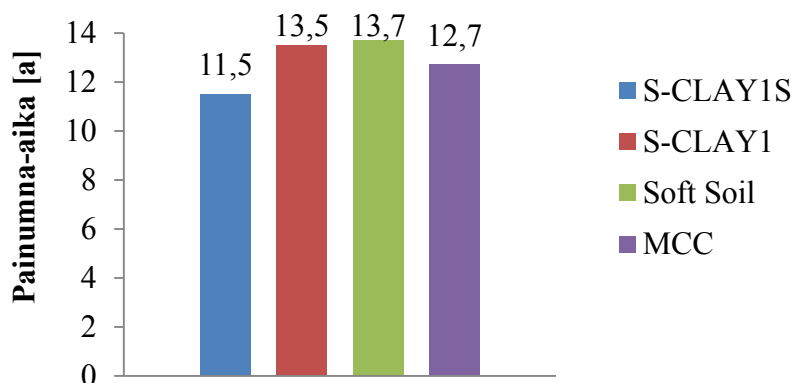
Tuloksista havaitaan, että kaavalla (64) laskettuna penkereen stabiliateetin varmuuskerroimen FOS arvoksi saadaan  $FOS = 2,13$ , ja kartiokokeen tuloksia käytettäessä  $FOS = 2,22$ , eli tulokset ovat hyvin lähellä toisiaan. Sen sijaan siipikairalla määritetyllä leikkauslujuuden arvolla varmuuskerroin on huomattavasti pienempi,  $FOS = 1,20$ . Varmuuskerroin  $FOS = 1,0$  tarkoittaisi, että rakenne on juuri ja juuri stabiili, eli jälkimmäisessä laskentatapauksessa ( $FOS = 1,20$ ) penger kuitenkin pysyisi paikallaan, vaikka varmuuskerroin onkin pieni. Varmuuskertoimien arvoilla  $FOS = 2,13$  ja  $FOS = 2,22$  penkereen stabiliateetti on selvästi varman puolella.

Plaxiksella S-CLAY1S-mallilla laskettu varmuuskerroin koepenkereen stabiliateetille on  $FOS = 2,80$ . Se on samaa suuruusluokkaa kuin GeoCalcilla empiirisen kaavan ja kartiokokeen tuloksilla lasketut varmuuskertoimien arvot. Plaxiksen, empiirisen kaavan ja kartiokokeen tuloksista laskettujen varmuuskertoimien arvoja voidaan pitää luotettavimpina, eli laskentojen perusteella koepenkereen stabiliateetti on reilusti varman puolella. Siipikairauksen tuloksista lasketun varmuuskertoimen voidaan puolestaan ajatella määrittävän absoluuttisen minimin penkereen stabiliateetille.

## 9 Tulokset ja niiden analyysi

### 9.1 Painumatulokset

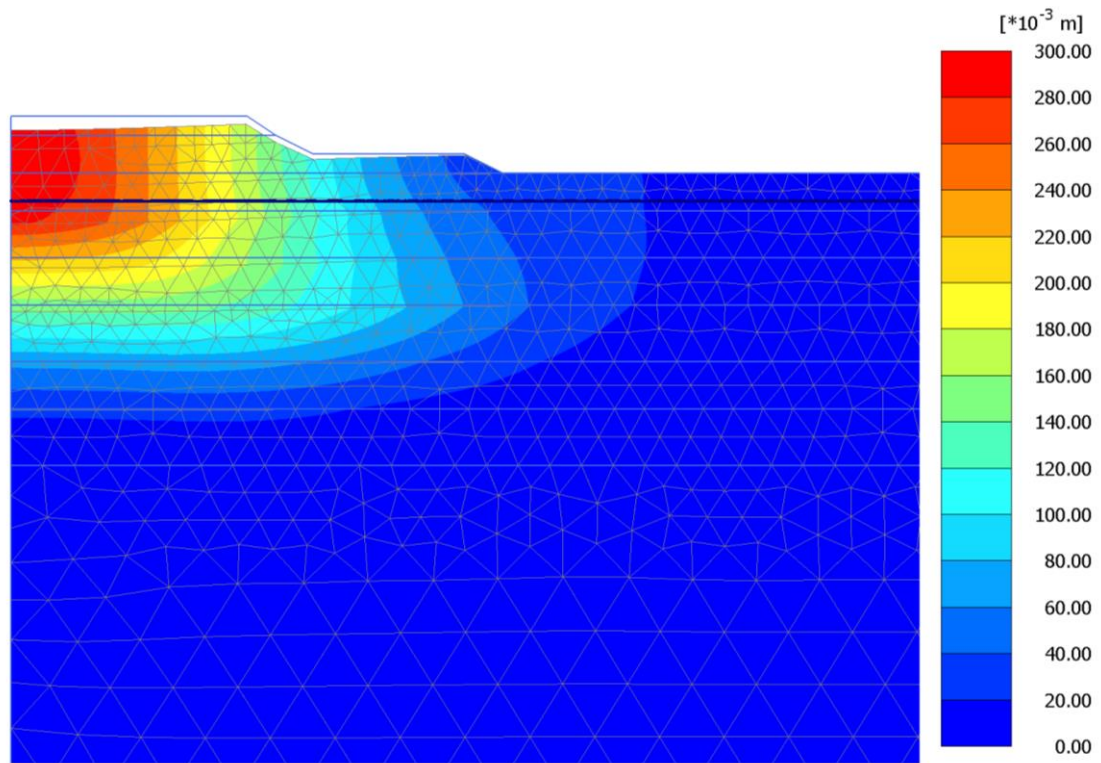
Penkereen primaarisen konsolidaation kokonaispainuma-aikaa tarkasteltiin huokosveden ylipaineen avulla. Painuma oletettiin päättyneeksi, kun huokosveden ylipaine oli alle 1 kPa. PLAXIS-laskennoissa lasketut painuma-ajat primaariselle konsolidaatiolle eri materiaalimalleilla on koottu kuvaan 43.



Kuva 43. Primaarisen konsolidaation painuma-ajat PLAXIS-laskennoissa eri materiaalimalleilla.

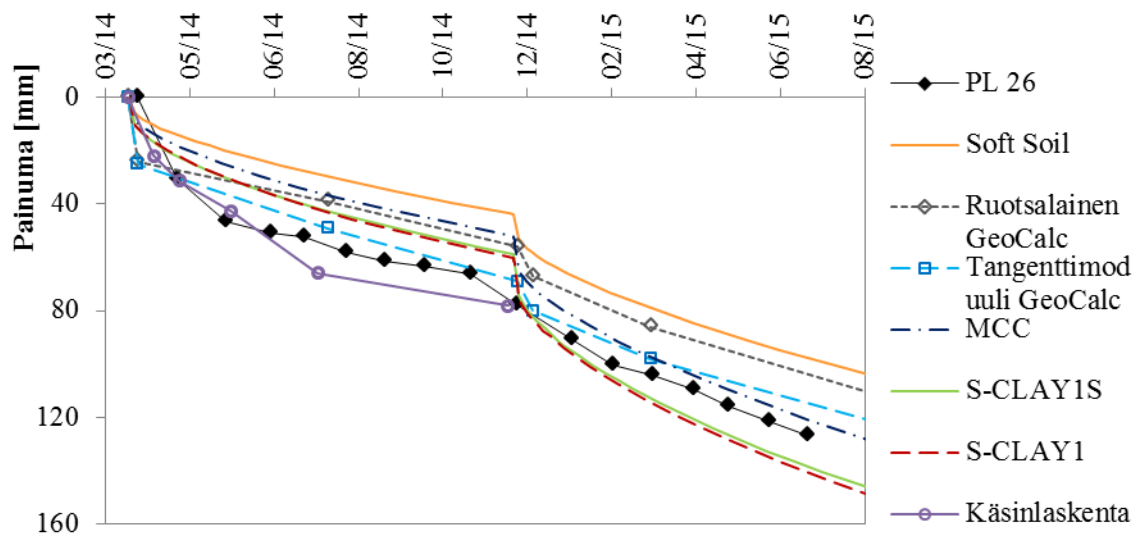
Kuvassa 43 esitettyjen PLAXIS-laskentojen tuloksien lisäksi painuma-aika määritettiin GeoCalc-laskennoista. GeoCalcilla laskettuna primaarisen konsolidaation kokonaispainuma-ajat olivat noin 20 vuotta, joka on jonkin verran suurempi arvo kuin Plaxiksella saadut tulokset. Ohjelmat perustuvat kuitenkin eri konsolidaatioteoriaan, mikä voi selittää eron. GeoCalcin painumalaskenta perustuu Terzaghin (Terzaghi ja Peck 1961) yksiulotteiseen konsolidaatioteoriaan, sen sijaan Plaxiksen painumalaskenta perustuu Biotin (1941) esittämään laajempaan konsolidaatioteoriaan, joka pätee myös kolmiulotteisessa tilassa.

Sekä analyyttisten että numeeristen laskentojen perusteella penkereellä tapahtuu merkittäviä muodonmuutoksia. Suurimmat painumat tapahtuvat pehmeissä savi2- ja savi3-kerroksissa. Myös kerroksessa savi4 tapahtuu suuruudeltaan merkittäviä painumia, sen sijaan kerrokset savi1 ja savi5 eivät huomattavasti painu. Myös siltti-hiekka-kerroksessa painumat ovat erittäin vähäisiä, eikä niillä ole kokonaispainuman kannalta merkitystä. Kuvassa 44 on esitetty penkereen kokonaismuodonmuutokset penkereelle rakennetun korotuksen jälkeen.



Kuva 44. Kokonaissiirtymät penkereen korotuksen jälkeen.

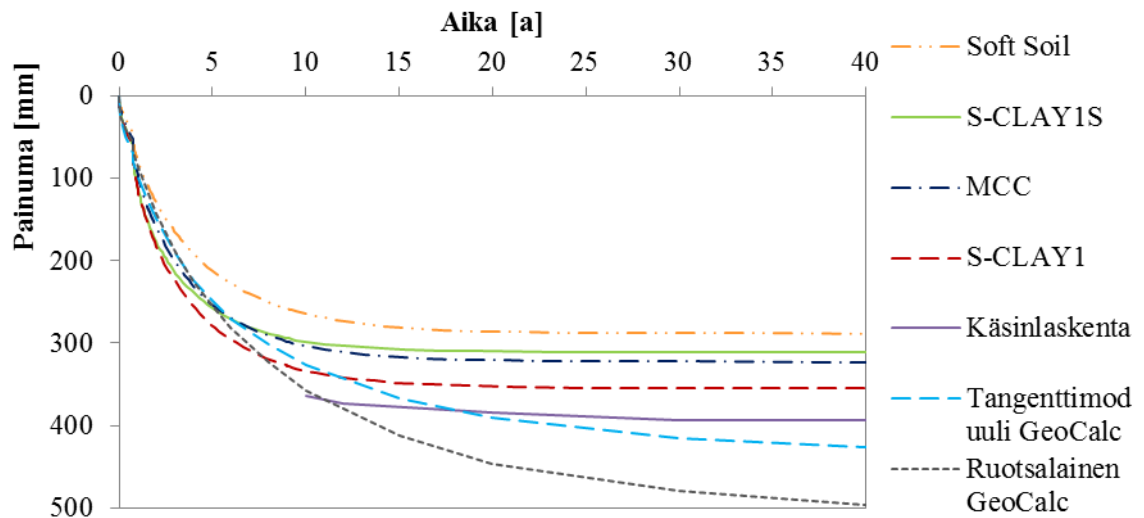
Kuvassa 45 on esitetty lasketut painumat penkereen keskellä maanpinnalla tarkasteltuna eri laskentamenetelmillä sekä painumalevyn 26 mittaustulokset. Käsinslaskennasta on esitetty tulos ainoastaan ennen penkereen korotusta, sillä korotuksen aiheuttamaa lisäkuormitusta ei pystytä käsinslaskennassa mallintamaan oikein. Eri laskentamenetelmillä saadut tulokset poikkeavat toisistaan huomattavasti. Soft Soil -malli ennustaa penkereelle kaikista pienimmät painumat, ja suurimmat painumat arvioi alkuvaiheessa käsinslaskenta tangenttimoduulimenetelmällä. Muut painumalaskentamenetelmät aliarvioivat ennen korotusta tapahtuvan painuman. Parhaiten toteutunutta painumaa vastaavat S-CLAY1S- ja S-CLAY1-mallit.



Kuva 45. Painumat maanpinnalla penkereen keskellä.

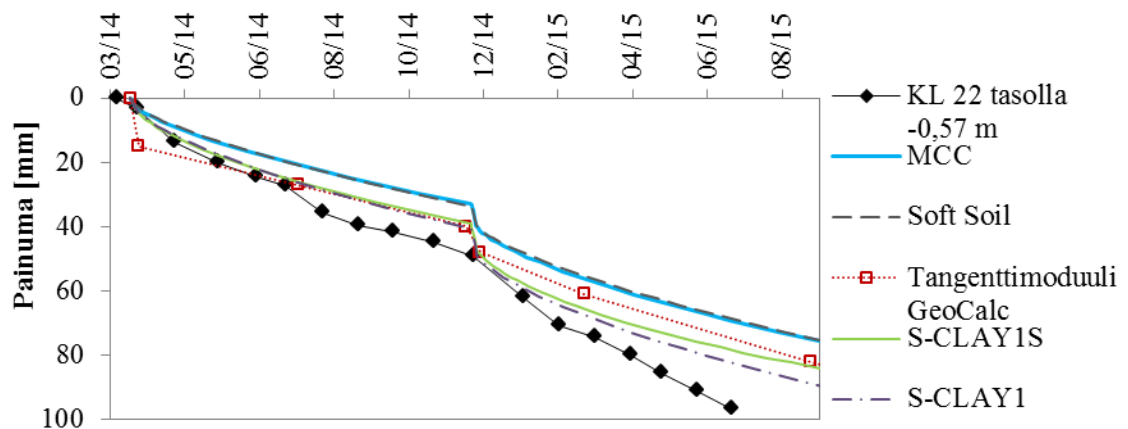


Kuvaan 46 on koottu primaarisen konsolidaation kokonaispainumat eri laskentamalleilla. Kuvassa on käsinlaskennasta tangentialmoduulimenetelmällä esitetty vain painuman loppuarvo, sillä alkuvaiheen vaiheittain rakentamista ei pystytä käsinlaskennassa mallintamaan oikein. Kuvan tuloksista huomataan, että suurimmat kokonaispainuman arvot saadaan GeoCalc-laskennoista. Ruotsalaisella menetelmällä laskettua painuman suurta arvoa voi selittää se, että menetelmän parametrit on määritetty portaittaisella ödometrikokeella, vaikka menetelmä on kehitetty jatkuvapuristeiselle CRS-ödometrikokeelle. Myös käsinlaskenta tuottaa suuren kokonaispainuman arvon. Pienin painuma-arvio saadaan puolestaan Soft Soil -mallilla. S-CLAY1S- ja MCC-mallit tuottavat lähes samansuuruisen painuman, ja S-CLAY1-malli arvioi painumat noin 40 mm suuremmiksi kuin S-CLAY1S ja MCC.



Kuva 46. Penkereen lasketut painumat maanpinnalla tarkasteltuna.

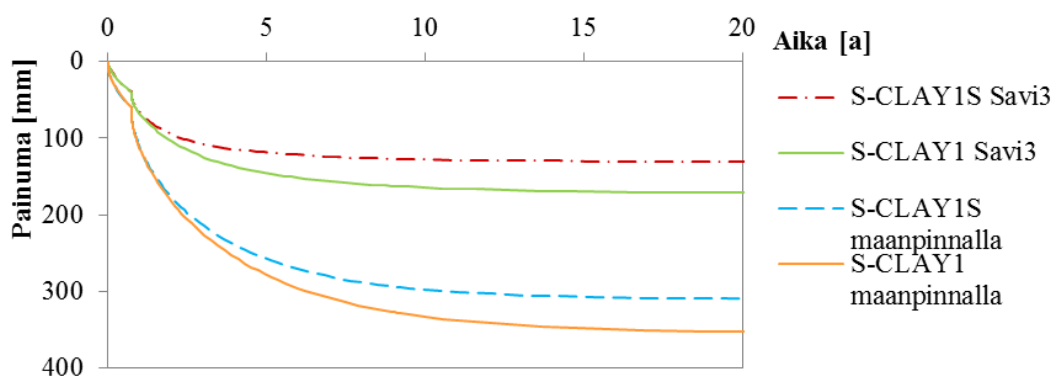
Kuvassa 47 on esitetty lasketut painumat ja kierrepainumalevyllä 22 mitattu painuma savi3-kerroksessa tasolla -0,6 m. Tällä syvyydellä sekä MCC että Soft Soil painuvat yhtä paljon. Tangentialmoduuli GeoCalc-ohjelmalla laskettuna sekä S-CLAY1- ja S-CLAY1S-mallit tuottavat lähes samansuuruisen painuman arvon. Parhaiten toteutunutta painumaa vastaavat molemmat S-CLAY-mallit.



Kuva 47. Painumat savi3-kerroksessa tasolla -0,6 m.

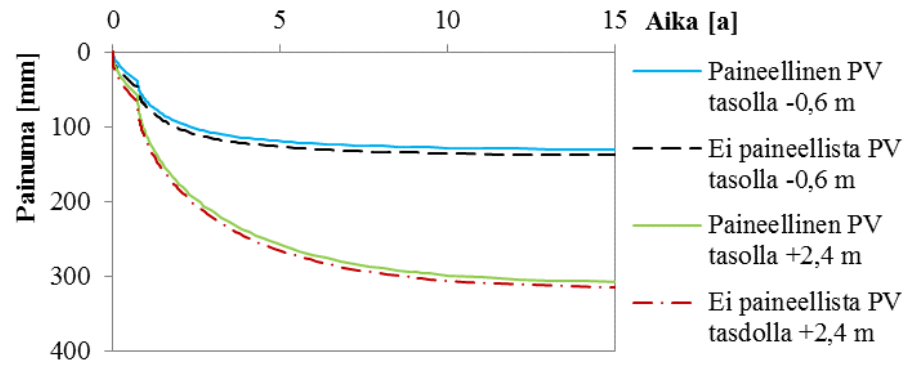
Yllättävintä on S-CLAY1- ja S-CLAY1S-malleilla laskettujen painumien samansuuruus. Vaikka S-CLAY1S ottaa huomioon savessa olevat sidokset ja destruktuuraation, ei niillä näytä olevan Östersundomin savikolla merkittävää vaikutusta painumien suuruuteen. Toisaalta myös S-CLAY1-mallin voidaan ajatella huomioivan destruktuuraation, sillä mallissa käytetty kokoonpuristuvuusindeksi  $\lambda$  on määritetty luonnontilaisesta näytteestä, jolloin savessa olevien sidosten tuhoutumisen vaikutus on parametrissa mukana. Erillistä lujittumislaki destruktuuraatiolle S-CLAY1-mallissa ei kuitenkaan ole. Lisäksi laskennassa käytettyjen destruktuuraatioparametrien  $a$  ja  $b$  arvot voivat vaikuttaa siihen, että S-CLAY1S mallintaa pienempiä painumia kuin S-CLAY1. Parametrien  $a$  ja  $b$  pienillä arvoilla destruktuuraatiota tapahtuu laskennassa vähän ja sen vaikutus painumien suuruuteen on pieni.

Kuvassa 48 on tarkasteltu tarkemmin S-CLAY1S- ja S-CLAY1-mallien painumia keskenään vertailemalla painumien arvoja maanpinnalla tasolla +2,4 m sekä savi3-kerroksessa tasolla -0,6 m. S-CLAY1S-mallilla lasketut painumat ovat jopa pienempiä kuin pelkän anisotropian huomioivalla S-CLAY1-mallilla. Ero on molemmissa tasoissa tarkasteltuna noin 40 mm. Lisäksi S-CLAY1 painuu kauemmin kuin S-CLAY1S, minkä voi havaita kuvan 48 painumakäyristä sekä kuvaan 43 kootuista kokonaispainumajoista. Ero johtuu luultavimmin S-CLAY1S-mallin parametrin  $a$  pienestä arvosta, sillä parametri  $a$  vaikuttaa destruktuuraation nopeuteen ja näin ollen myös painuman nopeuteen. Destruktuuraatioparametrien vaikutusta painumiin on käsitelty tarkemmin luvussa 9.5. Tulokset viittaavat myös siihen, että anisotropialla on Östersundomissa painumien kannalta suurempi merkitys kuin destruktuuraatiolla. Samaan tulokseen ovat päätyneet muissa tutkimuskohteissa myös muun muassa Karstunen et al. (2005).



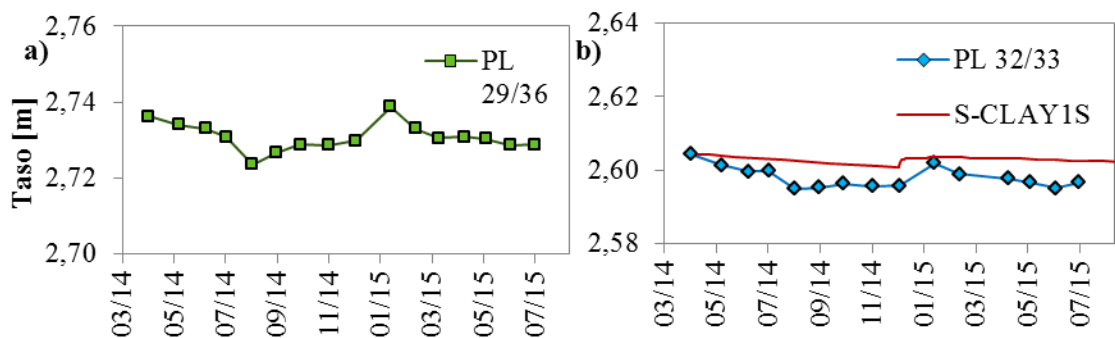
Kuva 48. Lasketut painumat S-CLAY1S- ja S-CLAY1-materiaalimalleilla eri syvyyksillä laskettuina.

PLAXIS-laskennoissa tutkittiin myös paineellisen pohjaveden vaikutusta painumiin laskemalla painumat myös ilman siltti-hiekka-kerrokseen mallinnettua paineellista pohjavettä. Painumia tutkittiin maanpinnalla tasolla +2,4 m sekä savi3-kerroksen keskellä tasolla -0,6 m. Tulokset on koottu kuvaan 49. Tuloksista voidaan havaita, että paineellinen pohjavesi pienentää painumia hieman. Molemmissa pisteissä tarkasteltuna ero on kuitenkin vain vajaa 10 mm, eli paineellisella pohjavedellä ei ole Östersundomin savikolla suurta vaikutusta painumien suuruuteen. Pohjaveden ylipaineen suuruus on koe-penkereen alueella kuitenkin pieni, mikä selittää sen vähäisen vaikutuksen. Painuman kestoon paineellisella pohjavedellä ei ole käytännössä vaikutusta.



Kuva 49. Paineellisen pohjaveden vaikutus painumien suuruuteen penkereen keskellä. Painumat mallinnettu S-CLAY1S-materiaalimallilla.

Kuvassa 50 on esitetty koepenkereen ulkopuolelle asennettujen painumalevyjen PL36 ja PL33 mittaustulokset sekä Plaxiksella S-CLAY1S-mallilla laskettu tulos. Painumalevyjen sijainnit on esitetty liitteessä 1. Ensimmäisen rakennusvaiheen jälkeen maanpinta on penkereen molemmilla puolilla lähtenyt havaintojen mukaan painumaan, mutta korotusosan rakentamisen jälkeen molemmissa pisteissä on havaittavissa maannousua lisäkuormituksen aiheuttamana. Lisäkuorman aiheuttaman äkillisen maannousun jälkeen maanpinta on tammikuusta 2015 lähtien jälleen jatkanut painumista. Siirtymät ovat kuitenkin hyvin pieniä. Myös Plaxiksella mallinnetut siirtymät maanpinnalla vastaavat havaittuja mittaustuloksia, mutta Plaxiksella mallinnettaessa siirtymät ovat suuruudeltaan pienempiä. Etenkin korotuksen jälkeen tapahtuvan painuman Plaxis mallintaa reilusti pienemmäksi kuin painumalevyillä mitatut arvot.

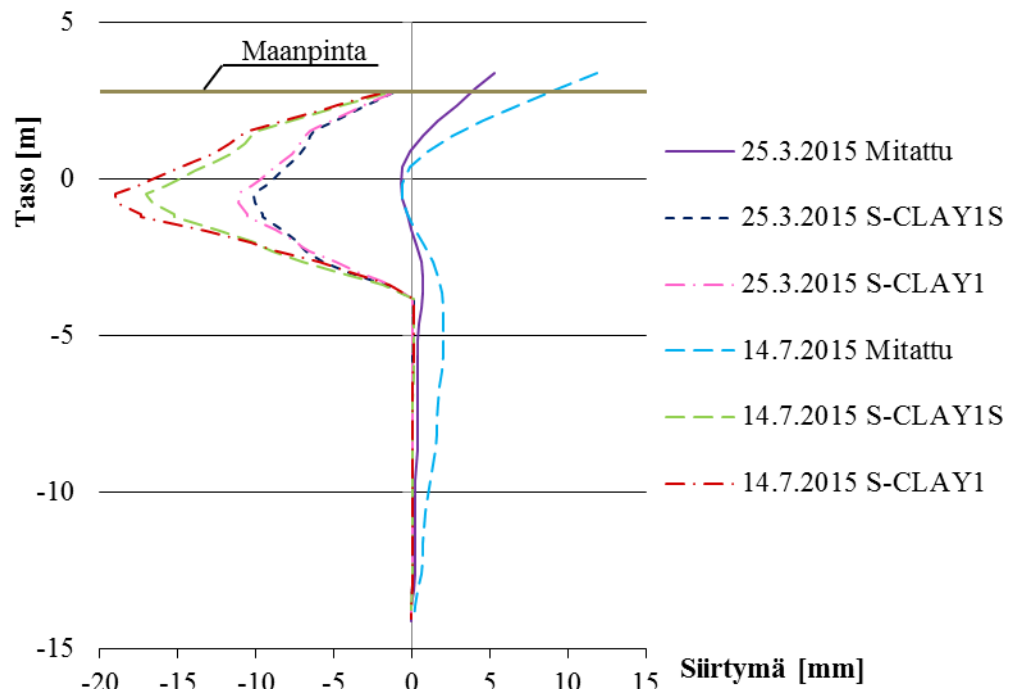


Kuva 50. Koepenkereen ulkopuolella olevien painumalevyjen mittaustulokset. PL 29/36 sijaitsee penkereen pohjoispuolella ja PL 32/33 eteläpuolella.

## 9.2 Sivusiirtymät

Painumien lisäksi koepenkereeltä mitattiin sivusiirtymiä yhdessä mittauspisteessä inklinometrillä. Sivusiirtymämittauspiste sijaitsee penkereen eteläpuolella korotusosan reunalla penkereen matalammalla osalla. Mittauspisteen sijainti on esitetty liitteessä 1. Sivusiirtymämittauksessa positiivinen suunta on määritetty 20 goonia eli  $18^\circ$  pohjoisesta myötäpäivään. Sivusiirtymät määritettiin myös Plaxis-laskennoista S-CLAY1S- ja S-CLAY1-materiaalimalleilla. Plaxiksen laskentatulokset skaalattiin vastaamaan sivusiirtymämittauksen suuntaa.

Sivusiirtymämittauspiste on asennettu penkereelle vasta penkerein korotuksen yhteydessä joulukuussa 2014, eli mittaustulokset eivät vastaa koko penkerein olemassaoloaikaa. Tämän vuoksi myös Plaxisin laskentatuloksissa on tarkasteltu sivusiirtymiä verrattuna laskenta-ajankohtaan 273 päivää, mikä vastaa penkerein korotuksen ajankohtaa. Sivusiirtymien lasketut ja mitatut tulokset on esitetty kuvassa 51.

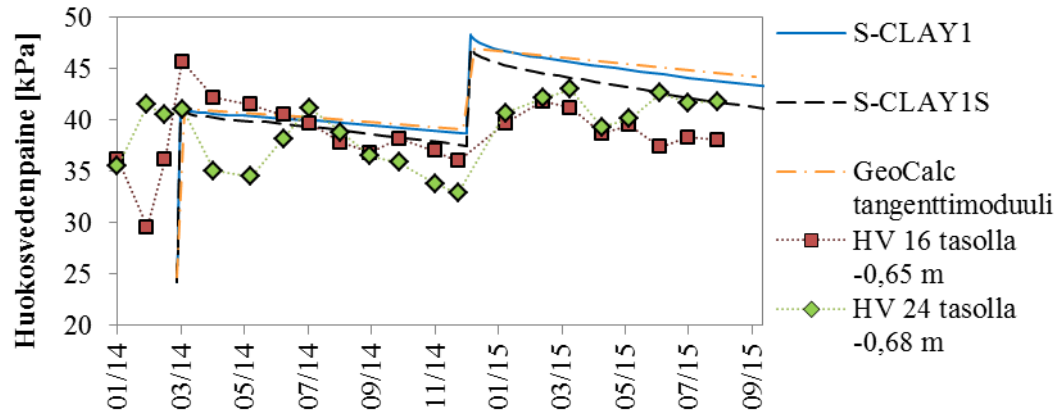


Kuva 51. Lasketut ja mitatut sivusiirtymät maaliskuu- ja heinäkuulta. Positiivinen x-akselin suunta on penkereeseen päin, negatiivinen penkereestä poispäin.

Kuten kuvasta 51 havaitaan, lasketut ja mitatut sivusiirtymät poikkeavat toisistaan huomattavasti. Plaxis ennustaa molemmilla materiaalimalleilla kaikkiin savikerrokseen suuria sivusiirtymiä poispäin penkereestä, mutta mitatut siirtymät ovat suuruusluokaltaan vain muutamia millimetrejä. Inklinometrin mittaustarkkuus on koepenkereellä kuitenkin tulkittavissa vain tarkkuudella 10...30 mm, sillä inklinometrin alapään kiinnitys luultavimmin sallii mittausputken pienen liikkeen (Tielaitos 2000, s. 11).

### 9.3 Huokosvedenpaineen ja jännityspolkujen kehitys

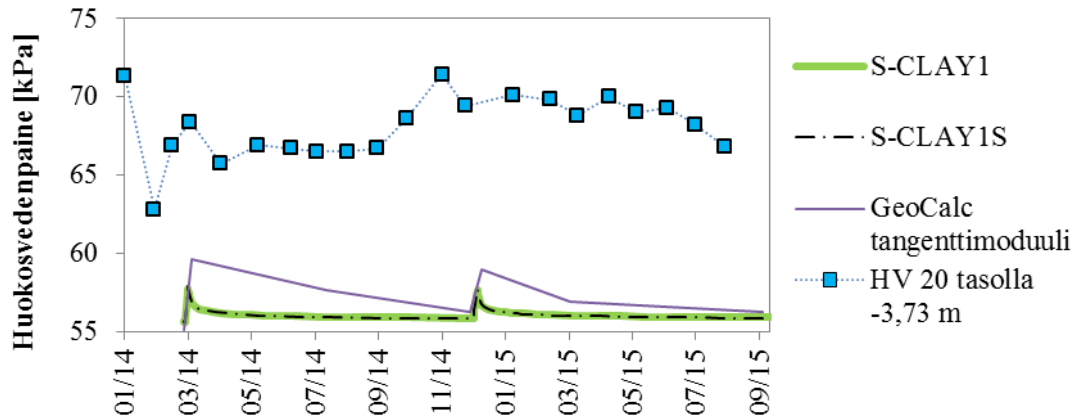
Kuvaan 52 on koottu mitatut ja lasketut huokosvedenpaineet penkereen keskellä tasolla -0,6 m.



Kuva 52. Mitatut ja lasketut huokosvedenpaineet tasolla -0,6 m. Plaxiksessa tarkka lukema on -0,63 m ja GeoCalcissa -0,67 m.

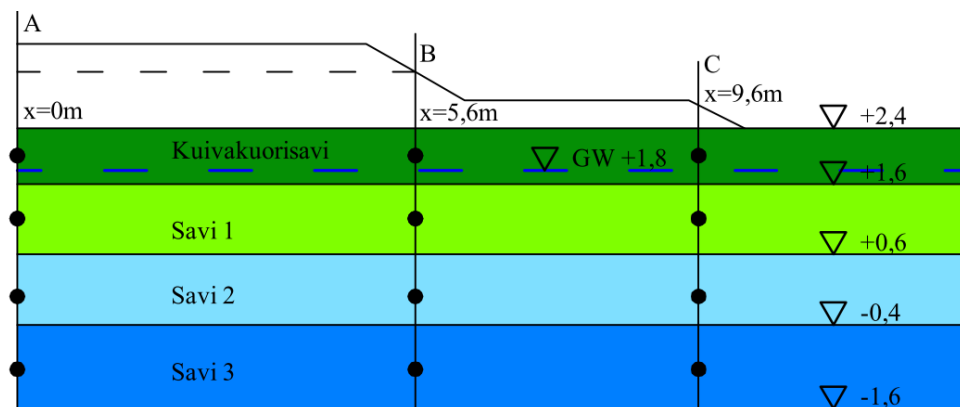
Kuvassa 52 mittauspisteiden välinen osa on merkitty pisteviivalla, koska mittauksen väliseltä ajalta ei ole tietoa huokosvedenpaineen muutoksista. Huokosvedenpaineen mittaus on hyvin häiriöherkkä, joten sen tuloksiin tulee suhtautua pienellä varauksella. Koepenkereellä mitatut ja lasketut huokosvedenpaineet savi3-kerroksessa tasolla -0,6 m ovat kuitenkin hyvin lähellä toisiaan. Lasketut huokosvedenpaineet kehittyvät selvästi nopeammin kuin mitatut, mikä johtunee harvasta mittausvälistä. Mittauksia on tehty vain kerran kuukaudessa, joten huokosvedenpaineen muutoksista mittauksen välisenä aikana ei ole tietoa. Lisäksi kriittisimmältä hetkeltä heti korotuksen jälkeen ei ole mitausta. Kuormitus voi myös jakautua maaperässä todellisuudessa hitaammin kuin laskentaohjelmat olettavat. Savi3-kerroksessa eri ohjelmien tai materiaalmallien laskemilla huokosvedenpaineen arvoilla ei ole käytännössä eroa keskenään.

Sen sijaan savi5-kerroksen alareunassa tasolla -3,7 m mitatut ja lasketut huokosvedenpaineet eroavat toisistaan, mikä näkyy kuvassa 53. Tässä tasossa mitattu huokosvedenpaine on noin 10 kPa suurempi kuin lasketut huokosvedenpaineet. PLAXIS-laskennoissa ei eri S-CLAY-mallien tuloksissa ole enää eroa keskenään, vaan pohjavedenpaineet ovat molemmissa malleissa samat. Tangenttimoduulimenetelmä GeoCalcilla arvioi huokosvedenpaineen nousun kuormituksessa hieman suuremmaksi kuin S-CLAY-mallit, mutta huokosvedenpaineen arvo pienenee lopulta samalle tasolle kuin S-CLAY-malleissakin.

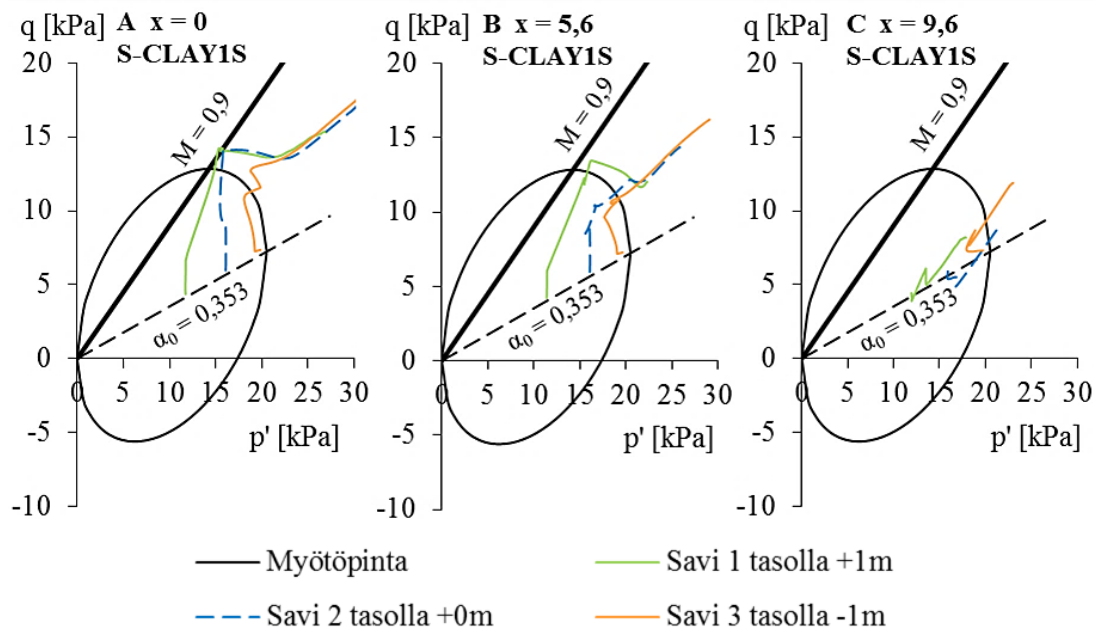


Kuva 53. Huokosvedenpaine tasolla -3,7 m. Plaxiksessa tarkka lukema on -3,76 m ja GeoCalcissa -3,71 m.

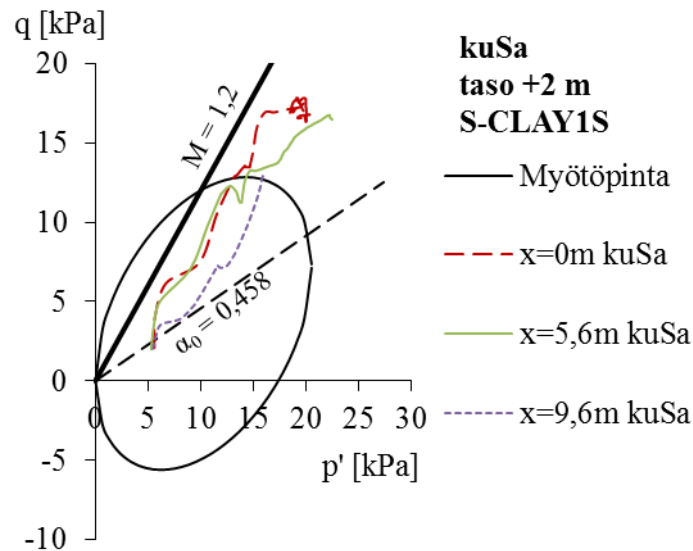
Kuvissa 55 ja 56 on esitetty PLAXIS-laskennoista S-CLAY1S-mallilla määritetyt jännityspolkukuvaajat. Jännityspolut määritettiin kolmesta eri leikkauksesta ja jokaisessa leikkauksessa neljältä eri syvyydeltä. Jännityspolut määritettiin penkereen keskellä sekä molempien luiskien kohdalta kuivakuorisavi-, savi1-, savi2- ja savi3-kerrosten puolivälissä. Määrittyskohdat on esitetty tarkemmin kuvassa 54. Koska kuivakuorikerroksessa kriittisen tilan jännityssuhde  $M$  on erilainen kuin muissa savikerroksissa, kerroksen jännityspolkukuvaajat on esitetty omassa kuvassaan (kuva 56). S-CLAY1-materiaalimallilla lasketut jännityspolut ovat samansuuruiset kuin S-CLAY1S:llä, joten niitä ole erikseen esitetty.



Kuva 54. Jännityspolkukuvaajien määrittyskohdat PLAXIS-laskennoissa.



Kuva 55. Jännityspolkukuvaajat PLAXIS-laskennoista savi1-, savi2- ja savi3-kerroksissa.

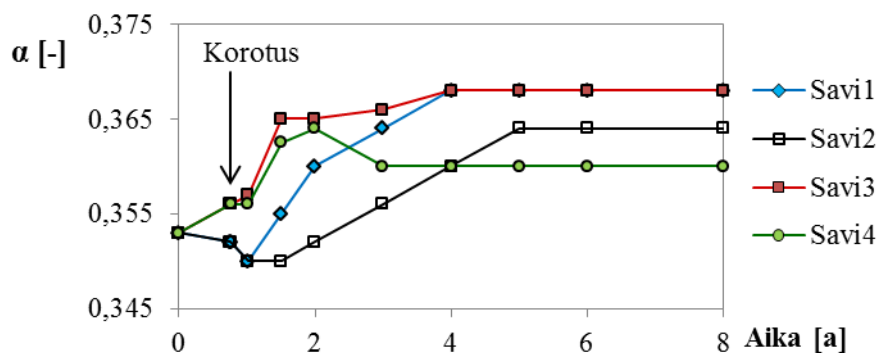


Kuva 56. Jännityspolkukuvaajat PLAXIS-laskennoista kuivakuorisavikerroksesta, jossa  $M = 1,2$  ja  $\alpha_0 = 0,458$ .

Jännityspolkukuvaajista huomataan etenkin kuorman suuruuden vaikutus jännityspolkuihin. Jokaisella leikkauksella jännitykset pienenevät syvyyden kasvaessa eli lisäjännityksen pienentyessä. Leikkauksessa A savi1- ja savi2-kerrosten jännitystilat käyvät kriittisen tilan suoralla penkereen korotuksen rakentamisen aikana, eli kerrokset ovat lähellä murtotilaa. Muissa pisteissä jännityspolut ovat kriittisen tilan suoran alapuolella, eli murtoa ei tapahdu. Jännityspolkujen ollessa myötöpinnan sisäpuolella muodonmuutokset ovat palautuvia, ja palautumattomia muodonmuutoksia muodostuu vasta, kun jännitystila saavuttaa myötöpinnan. Suurimmalla osalla jännityspoluista tämä tapahtuu penkereen korotuksen yhteydessä.

## 9.4 S-CLAY1S-mallin parametrien muuttuminen muodonmuutosten vaikutuksesta

Painumien lisäksi PLAXIS-laskennoista tutkittiin S-CLAY1S-materiaalimallin parametrien  $\alpha$ ,  $x$ ,  $p'_m$  ja  $p'_{mi}$  muuttumista. Parametrien arvot määritettiin koepenkereen keskeltä savi1-, savi2-, savi3- ja savi4-kerrosten puolivälistä (kuvasta 54 linjan A pisteet). Koska S-CLAY1S on Plaxikseen tuotu user defined -malli, ei mallin parametreja voitu tarkastella ohjelmassa numeerisesti. Parametrien muutokset jouduttiin määrittämään visuaalisesti Plaxiksen tulosteista, joissa parametrien arvot on esitetty reunakäyrien sekä erilaisten väritysten avulla. Tämän vuoksi tarkastelun luotettavuus ei ole paras mahdollinen. Myötöpinnan kiertymistä kuvaavan parametrin  $\alpha$  muutos on esitetty kuvassa 57.

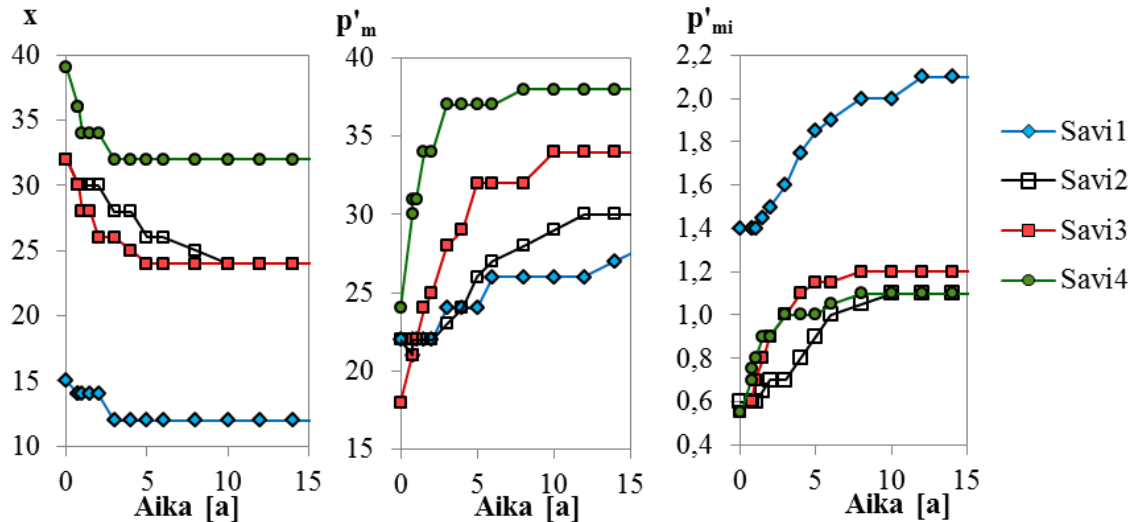


Kuva 57. Myötöpinnan kiertymistä kuvaavan parametrin  $\alpha$  muutos S-CLAY1S-mallissa.

Ylimmissä savikerroksissa savi1 ja savi2  $\alpha$ :n arvo alkaa ensin pienentyä, kunnes hieman yli vuoden jälkeen sen arvo alkaa kasvaa. Parametrin pieneneminen tarkoittaa myötöpinnan kiertymistä myötöpäivään (ks.  $\alpha$ :n määrittäminen esimerkiksi kuvasta 8b) ja sen kasvu puolestaan kiertymistä vastapäivään. Alimmissa kerroksissa savi3 ja savi4  $\alpha$ :n arvo alkaa kasvaa heti kuormituksen jälkeen. Kerroksessa savi4 parametrin arvo alkaa kuitenkin pienentyä kahden vuoden jälkeen. Lopulta noin viiden vuoden jälkeen parametrin arvo vakiintuu kaikissa kerroksissa, eikä myötöpinta enää kierry. Myötöpinnan kiertyminen on seurausta penkereen rakentamisen yhteydessä maaperään syntyvistä plastisista muodonmuutoksista.

Parametrien  $x$ ,  $p'_m$  ja  $p'_{mi}$  muutokset on esitetty kuvassa 58. Parametrin  $x$  muutos kuvaa muutoksia savessa olevissa sidoksissa, ja parametrien  $p'_m$  ja  $p'_{mi}$  muutokset kuvaavat myötöpinnan koon muuttumista. Parametrien arvoja tutkittiin aikavälillä 0...15 vuotta rakentamisesta.





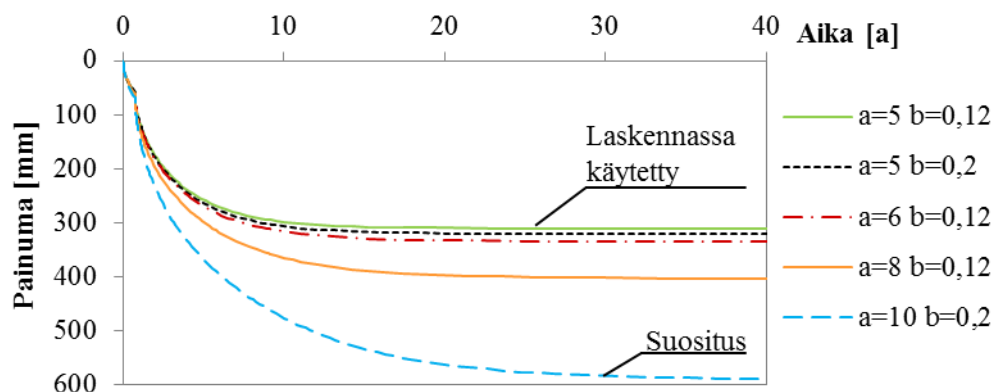
Kuva 58. Parametrien  $x$ ,  $p'_m$  ja  $p'_{mi}$  muuttuminen S-CLAY1S-mallissa.

Sidosten määrää sekä myötöpintojen  $p'_m$  ja  $p'_{mi}$  välistä yhteyttä kuvaava parametri  $x$  on kerroksessa savi3 pienentynyt kahdessa vuodessa alkuarvosta 33 arvoon 26 ja lopulta viiden vuoden jälkeen arvoon 24. Samansuuruinen muutos on tapahtunut myös kerroksessa savi2. Myös alemmassa kerroksessa savi4 parametri  $x$  on pienentynyt merkittävästi. Vain ylimmässä savi1-kerroksessa pieneneneminen on ollut hieman vähäisempää, ja  $x$  on muuttunut arvosta 15 arvoon 12. Parametrin  $x$  voimakas pieneneneminen viittaa merkittävään destruktuuraatioon savessa, mikä myös osin selittää koepenkereellä mallinnettuja suuria painumia.

Myötöpinnan kokoa kuvaavien parametrien  $p'_m$  ja  $p'_{mi}$  arvot ovat kasvaneet runsaasti kuormituksen aikana. Näiden parametrien arvojen kasvaminen kuvaa savessa tapahtuvaa lujittumista, minkä ansiosta saveen kehittyä lisälujuutta vastustamaan muodonmuutoksia.

## 9.5 Destrukturaatioparametrien vaikutus painumiin

Koska laboratoriokokeista simuloidut arvot destruktuuraatioparametreille  $a$  ja  $b$  poikkesivat suuresti Koskisen (2014) esittämistä suositusarvoista, suoritettiin PLAXIS-laskennoissa herkkyytstarkastelua näiden parametrien eri arvoilla. Kuvassa 59 on esitetty laskentojen tulokset kokeissa simuloiduilla arvoilla  $a = 5$ ,  $b = 0,12$  ja suositusarvoilla  $a = 10$ ,  $b = 0,2$  sekä parametrien arvoilla  $a = 5$  ja  $b = 0,2$ ,  $a = 6$  ja  $b = 0,12$  sekä  $a = 8$  ja  $b = 0,12$ . Painumat on laskettu penkereen keskellä maanpinnassa, eli tarkastelussa on koko maaperän painuma.



Kuva 59. Parametrien a ja b vaikutus laskettuihin painumatuloksiin.

Kuten kuvasta 59 voidaan havaita, on eri parametreilla laskettujen painumien suuruus hyvin erilainen. Suositusarvoilla laskettuna painuma on noin kaksi kertaa suurempi kuin simuloiduilla arvoilla laskettaessa, mistä voi hyvin havaita destruktuuraatioparametrien a ja b merkittävyyden S-CLAY1S-mallissa. Mitä suuremmat parametrien arvot ovat, sitä enemmän savessa tapahtuu sidosten katkeamista eli destruktuuraatiota, mikä johtaa suurempiin painumiin. S-CLAY1S-mallia käytettäessä onkin tärkeää määrittää destruktuuraatioparametrit huolellisesti ja tarpeeksi useasta eri kokeesta, jotta painumalaskentoja voidaan pitää luotettavina.

Parametrin a muutos lukuarvosta 5 arvoon 6 aiheuttaa painumaan noin 8 % lisäyksen. Sen sijaan parametrin b muutos arvosta 0,12 arvoon 0,2 ei aiheuta kuin noin 3 % suuremman painuman. Destrukturaatioparametrien simulointi ei ole aivan yksiselitteistä, mutta pieni poikkeama parametreissa ei kuitenkaan aiheuta laskettuihin painumiin merkittävää eroa. Kuvan 59 kuvaajista voidaan lisäksi huomata parametrin a vaikutus painuman kestoon. Parametri a vaikuttaa destruktuuraationopeuteen, ja mitä suurempi a:n arvo on, sitä kauemmin destruktuuraatiota tapahtuu, ja sitä kauemmin maaperä painuu. Suositusarvoilla selkeä painuminen jatkuu yli 10 vuotta kauemmin kuin simuloidulla arvolla 5. Myös a:n arvon kasvaessa arvosta 5 arvoon 8 painuman kestossa voidaan havaita selkeä lisäys. Suurimmat painumat tapahtuvat toki kuormituksen alkuvaiheessa.

Östersundomin savella parametrilla a on selvästi suurempi vaikutus mallinnettuihin painumiin kuin parametrilla b, sillä a:n suureneminen aiheuttaa merkittäviä lisäyksiä painumien suuruuteen. Sen sijaan b:n arvon kasvaessa painumien suuruus lisääntyy vain hieman.

Destrukturaatioparametreilla a ja b suoritetun herkkyytstarkastelun lisäksi Plaxiksella tehtiin herkkyytstarkastelu savipartikkeleiden välisten sidosten määrää kuvaavalla parametrilla x. Kuvassa 20 esitetyistä sensitiivisyyden arvoista määritettiin kullekin savikerrokselle sensitiivisyyden minimi- ja maksimi-arvo, joiden avulla laskettiin parametrille x pienin ja suurin arvo kaavalla (26). Parametrin x pienimmällä ja suurimmalla arvolla suoritettujen laskentojen painumatuloksia verrattiin luvussa 9.1 esitettyihin tuloksiin. Parametrin x muuttumisella ei kuitenkaan ollut vaikutusta painumien suuruuteen. Herkkyytstarkastelussa käytetyt arvot ja laskentojen tulokset on esitetty liitteessä 10.

## 9.6 Tutkimustulosten luotettavuus ja jatkotutkimussuositukset

Laskentojen tulosten tarkkuus perustuu tutkimuskohteesta otettuihin näytteisiin ja niistä tehtyihin laboratoriokokeisiin, joten näytteenoton ja laboratoriokokeiden suorituksen laatua parantamalla voidaan parantaa myös laskentojen luotettavuutta. Kuten luvussa 7.3 on todettu, Östersundomin koepenkereeltä otettujen näytteiden laatu on huono tai osittain kohtalainen tai hyvä, joten riski näytteiden häiriintymiselle ja laboratoriokokeiden tulosten vääristymiselle on ollut suuri. Tätä vahvistaa myös laboratoriokokeiden tulosten suuri hajonta samalla syvyydellä jopa läheisistä pisteistä tarkasteltuna. Koska suurempiläpimittaisella TKK-86-näytteenottomella otettujen näytteiden laatuarvio on pääasiassa ollut parempi kuin ST II -kairalla otetuilla näytteillä, suositeltavampaa olisi jatkossa käyttää TKK-86-näytteenotinta tai vastaavaa suurempiläpimittaista näytteenotinta.

Vaikka tutkimusta varten tehtyjen laboratoriokokeiden määrä on ollut suuri, on näytteitä otettu kuitenkin vain neljästä eri pisteestä. Näistä pisteistä kolme sijaitsee samalla linjalla koepenkereen keskellä, joten näytteet edustavat hyvin suppeasti koko koepenkereen aluetta. Jotta savelle voitaisiin määrittää laskentaparametrit mahdollisimman luotettavasti, tulisi näytteitä ottaa useita mahdollisimman laajasti eri puolilta tutkittavaa aluetta.

Koepengertä mallinnettaessa onkin jouduttu tekemään paljon yksinkertaistuksia etenkin kerrosjaon suhteen, millä voi olla paljon vaikutusta laskentatuloksiin. Koepenkereen alue on jouduttu oletamaan keskilinjan suhteen symmetriseksi, mikä tuskin vastaa maaperän todellisia olosuhteita. Näyte- ja kairauspisteitä lisäämällä pohjasuhteet voitaisiin määrittää tarkemmin. Lisäksi tässä työssä painumia on tutkittu vain 2D-mallinnuksella. 3D-laskennoissa pystyttäisiin tarkemmin ottamaan huomioon maaperän vaihtelevat ominaisuudet sekä penkereen pituuden vaikutus muodonmuutoksien kehittymiseen. Ongelmaksi muodostuu kuitenkin 3D-laskentojen raskaus sekä niiden pitkät laskentaajat.

Koska tätä työtä varten suoritetuissa konsolidoiduissa kolmiakσιαalikokeissa leikkausmuodonmuutosten osuus oli pieni, ei destruktuuraatioparametreja  $a$  ja  $b$  pystytty määrittämään luotettavasti. Laskennoissa käytetyt arvot poikkesivatkin huomattavasti parametreille määritetyistä suositusarvoista. Tämän vuoksi jatkotutkimuksia Östersundomin saven destruktuuraatio-ominaisuuksista olisi tarpeellista suorittaa.

Tässä työssä ei ole otettu huomioon saven sekundaaripainumaa, jolla voi olla merkitystä painumien suuruuteen sekä kokonaispainuma-aikaan. Tämän ovat todenneet muun muassa Karstunen ja Yin (2010), jotka ovat mallintaneet painumia toisessa tutkimuskohteessa sekundaaripainuman huomioivalla elastoviskoplastisella versiolla S-CLAY1S-mallista. S-CLAY1- ja S-CLAY1S-malleja on kuitenkin käytetty useissa tutkimuksissa (muun muassa Karstunen et al. 2005, Koskinen 2014), joissa ne on havaittu luotettaviksi menetelmiksi saven primaarista konsolidaatiopainumaa mallinnettaessa. Tarkempia

jatkotutkimuksia sekundaaripainuman huomioivilla menetelmillä voisi kuitenkin olla syytä tehdä sekundaaripainuman merkityksen selvittämiseksi.

Työtä kirjoitettaessa koepenkereen rakentamisesta oli kulunut vain noin puolitoista vuotta ja penkereen korotuksesta ainoastaan puoli vuotta, joten painumahavaintoja ja muita mittauksia penkereellä on syytä jatkaa. Vertaamalla painumalaskelmien tuloksia pidemmän aikavälin painumahavaintoihin voidaan laskentamenetelmien luotettavuutta arvioida tarkemmin.

## 10 Johtopäätökset ja yhteenveto

Östersundomin koepenkereen painumia mallinnettiin erilaisin analyttisin ja numeerisin laskentamenetelmin, joissa pääpaino oli anisotropian huomioivissa S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimalleissa. S-CLAY1S-malli ottaa myös huomioon savessa olevat sidokset ja destruktuuraation. Materiaalimallien laskentaparametrit määritettiin laboratoriokokeista olemassa olevien käytäntöjen mukaisesti. Työtä varten suoritettiin useita laboratoriokokeita, joten laskentaparametrit pystyttiin määrittämään suhteellisen luotettavasti.

Numeeristen laskentojen perusteella koepenkereen primaarinen konsolidaatiopainuma kestää noin 10...15 vuotta. Analyttiset laskennat ennustivat hieman pidempiä painuma-aikoja. Tässä työssä ei otettu huomioon sekundaaripainumaa, joten todellinen painuma-aika voi olla jonkin verran pidempi. Sekundaaripainuman suuruus on kuitenkin yleensä vähäinen, joten kokonaispainuman suuruuden kannalta sillä ei luultavimmin ole merkitystä. Painuvimmat kerrokset sekä analyttisten että numeeristen laskentojen perusteella olivat savi2 ja savi3 eli kuivakuorisaven ja ylikonsolidoituneimman savikerroksen alapuoliset kerrokset.

Koepenkereen toteutunutta painumaa vastasivat laskennoista parhaiten numeeriset menetelmät. Analyttiset laskennat GeoCalcilla aliarvioivat painuman kuormituksen alussa, mutta kokonaispainuman suuruus oli näissä laskelmissa sen sijaan suurin. Numeerisista menetelmistä S-CLAY1- ja S-CLAY1S-materiaalimallit vastasivat penkereen toteutunutta painumaa parhaiten. Laskelmien perusteella primaarisen konsolidaatiopainuman suuruus koepenkereellä on noin 300...350 mm.

Yllättävää oli S-CLAY1- ja S-CLAY1S-malleilla laskettujen painumien samansuuruus, vaikka jälkimmäinen ottaa anisotropian lisäksi huomioon myös saven destruktuuraation. Tulos viittaa siihen, että destruktuuraatiolla on pienempi vaikutus Östersundomin saven painumiin kuin anisotropialla. Lisäksi Östersundomin savelle määritettyjen destruktuuraatioparametrien suuruus oli suositusarvoihin verrattuna hyvin pieni, mikä voi aiheuttaa S-CLAY1S-mallilla laskettujen painumien pienet arvot.

Sivusiirtymien osalta molemmat S-CLAY-mallit arvioivat siirtymät merkittävän paljon suuremmiksi kuin mitatut havainnot. S-CLAY1- ja S-CLAY1S-malleilla laskettujen sivusiirtymien arvoilla ei kuitenkaan ollut merkittävää eroa keskenään. Huokosvedenpaineen osalta molemmilla S-CLAY-malleilla mallinnetut arvot vastasivat mitattuja havaintoja hyvinkin tarkasti.

Painumalaskentojen ja -havaintojen perusteella voidaan olettaa, että anisotropialla on suurempi merkitys saven painumissa kuin destruktuuraatiolla. Tämä on laskentojen kannalta hyödyllistä, sillä painumat voidaan luotettavasti määrittää vähemmän parametreja ja laboratoriotutkimuksia vaativalla S-CLAY1-materiaalimallilla. S-CLAY1S-malliin

kuuluvien destrukuraatioparametrien  $a$  ja  $b$  määrittäminen on työlästä ja hankalaa, mutta S-CLAY1-malli ei vaadi monimutkaisia parametrien määrittämenetelmiä.

Tässä työssä saatujen tulosten perusteella voidaan todeta, että saven painumia pystytään luotettavasti mallintamaan S-CLAY1- ja S-CLAY1S-malleilla. Mallien käyttäminen yhdessä PLAXIS-ohjelman kanssa on yksinkertaista, ja mallien kaikki parametrit voidaan määrittää perinteisillä laboratoriokokeilla.

## Lähdeluettelo

- Andersson, M. ja Norrman, T., 2004. *Stabilisering av sulfidjord*. Verkkodokumentti [viitattu 30.6.2015]. Svensk Djupstabilisering: Arbetsrapport 33. Luleå tekniska universitet. Luleå. Saatavissa: <http://www.swedgeo.se/sd/pdf/SD-AR33.pdf>.
- Atkinson, J., 2007. *The mechanics of soils and foundations*. Toinen painos. Lontoo: Taylor & Francis. 442 s. ISBN 978-0-415-36255-9.
- Biot, M.A., 1941. *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, vol. 12, no. 2. S. 155-164. ISSN 00218979. DOI 10.1063/1.1712886.
- Burland, J.B., 1990. *On the compressibility and shear strength of natural clays*. Geotechnique, vol. 40, no. 3. S. 329-378. ISSN 00168505.
- CEN ISO/TS 17892-11:fi., 2007. *Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokeet. Osa 11: Vedenläpäisevyyden määrittäminen. Vakiopaine- ja muuttuvapainekoe ja sen soveltaminen Suomessa*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.
- CEN ISO/TS 17892-12:fi., 2007. *Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokeet. Osa 12: Konsistenssirajojen määrittäminen. Attenbergin rajat ja sen soveltaminen Suomessa*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.
- CEN ISO/TS 17892-5:fi., 2007. *Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokeet. Osa 5: Ödometrikoe (kuorman lisäys portaittain) ja sen soveltaminen Suomessa*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.
- CEN ISO/TS 17892-6:fi., 2007. *Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokeet. Osa 6: Kartiokoe ja sen soveltaminen Suomessa*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.
- CEN ISO/TS 17892-9:fi., 2007. *Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan laboratoriokeet. Osa 9: Konsolidoidut kolmiaksaalikeet (vedellä kyllästetty näyte) ja sen soveltaminen Suomessa*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.
- Chang, M., 2001. *Evaluation of Initial Specimen Condition and Its Effect on Consolidation Properties of Saturated Clay*. Geotechnical Testing Journal, vol. 24, no. 1. S. 39-50. ISSN 01496115.
- Dafalias, Y.F., 1987. *An isotropic critical state clay plasticity model. Proc. of the 2nd International Conference of Constitutive Laws for Engineering Materials. Vol 1. Tucson, Arizona*. Elsevier, New York. ISBN 0-444-01203-6.

Dafalias, Y.F., 1986. *An anisotropic critical state soil plasticity model*. Mechanics Research Communications, vol. 13, no. 6. S. 341-347. ISSN 0093-6413. DOI 10.1016/0093-6413(86)90047-9.

Eronen, M., 1992. *Geologinen kehitys jääkauden lopussa ja sen jälkeen*. Teoksessa: P. Alammä (toim.). *Suomen kartasto. Vihko 124*. 5. laitos. Helsinki: Maanmittaushallitus: Suomen Maantieteellinen Seura. S. 14-21. ISBN 951-48-0518-6.

Ferreira, C., Da Fonseca, A.V. ja Nash, D.F.T., 2011. *Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil*. Soils and Foundations, vol. 51, no. 4. S. 683-692. ISSN 00380806. DOI 10.3208/sandf.51.683.

Geologian tutkimuskeskus., 2015. *Östersundom. Rakennusgeologinen kartta*. Verkko-dokumentti [viitattu 29.6.2015]. Saatavissa: [http://www.gtk.fi/export/sites/fi/\\_system/PressReleases/kuvat/2015/Ostersundom\\_rakennusgeologinen\\_kartta\\_2015.jpg](http://www.gtk.fi/export/sites/fi/_system/PressReleases/kuvat/2015/Ostersundom_rakennusgeologinen_kartta_2015.jpg).

Harmanen, H., 2007. *Sulfaattimaat ja seleeni*. Lisensiaatintutkimus. Helsingin yliopisto. Maatalous-metsätieteellinen tiedenkunta. 102 s. ISBN 978-952-10-3460-1- (nid.), 978-952-10-3471-8 (PDF).

Janbu, N., 1970. *Grunnlag i geoteknikk*. Trondheim: 426 s.

Karstunen, M. ja Koskinen, M., 2008. *Plastic anisotropy of soft reconstituted clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 45, no. 3. S. 314-328. ISSN 00083674. DOI 10.1139/T07-073.

Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S., Koskinen, M. ja Zentar, R., 2005. *Effect of Anisotropy and Destructuration on the Behavior of Murro Test Embankment*. International Journal of Geomechanics, 06/01; 2015/01, vol. 5, no. 2. S. 87-97. ISSN 1532-3641. DOI 10.1061/(ASCE)1532-3641(2005)5:2(87).

Karstunen, M. ja Yin, Z., 2010. *Modelling time-dependent behaviour of Murro test embankment*. Geotechnique, vol. 60, no. 10. S. 735-749. ISSN 00168505. DOI 10.1680/geot.8.P.027.

Korhonen, K., 1985a. *Muodonmuutosominaisuudet*. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). *RIL 157-I Geomekaniikka I*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. S. 261-309. ISBN 951-758-086-X (nid.).

Korhonen, K., 1985b. *Rakenteiden painuminen*. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). *RIL 157-I Geomekaniikka I*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. S. 365-409. ISBN 951-758-086-X (nid.).



Korhonen, K. ja Lojander, M., 1987. *Yielding of Perno clay. Proc. of the 2nd International Conference of Constitutive Laws for Engineering Materials. Vol 2. Tucson, Arizona.* Elsevier, New York. ISBN 0-444-01204-4.

Korhonen, K., Gardemeister, R. ja Tammirinne, M., 1974. *Geotekninen maaluokitus.* Otaniemi: Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 20 + 12 s. ISBN 951-38-0096-2 (nid.).

Koskinen, M., Karstunen, M. ja Lojander, M., 2003. *Yielding of "Ideal" and natural anisotropic clays.* Proc. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils. S. 197-204.

Koskinen, M., Karstunen, M. ja Wheeler, S.J., 2002. *Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay.* Numerical Methods in Geotechnical Engineering; Proceedings of the 5th European Conference on Geotechnical Engineering, (NUMGE02), 2002. S. 11-20.

Koskinen, M., 2014. *Plastic anisotropy and destructuration of soft Finnish clays.* Väitöskirja. Aalto-yliopisto, Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos. Helsinki. 149 + 276 s. ISBN 978-952-60-5929-7 (sähkö.), 978-952-60-5928-0 (painettu). ISSN 1799-4942 (sähkö.), 1799-4934 (painettu).

Kosonen, E., Saresma, M., Ojala, A.E.K., Åberg, A., Åberg, S. ja Ikävalko, O., 2015. *Pehmeikkötutkimukset Helsingin Östersundomissa.* Geologian tutkimuskeskus. Luonnos [viitattu 29.6.2015].

Laaksonen, R. ja Lojander, M., 1990. *Plastisuusteoria maamekaniikassa.* Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). *RIL 157-2 Geomekaniikka II.* Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. S. 11-62. ISBN 951-758-213-7 (sid.).

Laaksonen, S., 2014. *Saven muodonmuutosominaisuuksien määrittämenetelmien ja -laitteistojen kehittäminen.* Diplomityö. Aalto yliopisto, Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka. Espoo. 81 + 30 s.

Länsivaara, T., 2000. *Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi.* Helsinki: Tielaitos. 44 s. ISBN 951-726-681-2.

Larsson, R., 1986. *Consolidation of soft soils.* Report 29. Linköping: Swedish Geotechnical Institute. 182 s. ISSN 0348-0755.

Larsson, R., Bengtsson, P. ja Eriksson, L., 1997. *Prediction of settlements of embankments on soft, fine-grained soils.* Information 13E. Linköping: Swedish Geotechnical Institute. 56 s. ISSN 0281-7578.

Leroueil, S. ja Vaughan, P.R., 1990. *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks.* Geotechnique, vol. 40, no. 3. S. 467-488. ISSN 00168505.

Leroueil, S., Magnan, J. ja Tavenas, F., 1990. *Embankments on soft clays*. Chichester: Ellis Horwood. 360 s. ISBN 0132757362.

Lojander, M., 1985. *Geomekaaniset ominaisuudet*. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). *RIL 157-I Geomekaniikka I*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. S. 93-124. ISBN 951-758-086-X (nid.).

Lunne, T., Berre, T., Andersen, K.H., Strandvik, S. ja Sjørsen, M., 2006. *Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, no. 7. S. 726-750. ISSN 00083674. DOI 10.1139/T06-040.

Lunne, T., Berre, T. ja Strandvik, S., 1999. *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*. Publikasjon - Norges Geotekniske Institutt, no. 204. S. 81-102. ISSN 00781193.

Mansikkamäki, J., 2015. *Effective Stress Finite Element Stability Analysis of an Old Railway Embankment on Soft Clay*. Väitöskirja. Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere. 157 + 8 s. ISBN 978-952-15-3481-2 (painettu), 978-952-15-3487-4 (pdf). ISSN 1459-2045.

Plaxis., 2012a. *Plaxis 2D Material Models Manual*. Alankomaat: Plaxis bv. ISBN 978-90-76016-13-9.

Plaxis., 2012b. *Plaxis 2D Reference Manual*. Alankomaat: Plaxis bv. ISBN 978-90-76016-13-9.

Potts, D.M. ja Zdravkovic, L., 1999. *Finite element analysis in geotechnical engineering : theory*. London: Telford. 440 s. ISBN 0-7277-2753-2.

Pousette, K., 2007. *Råd och rekommendationer för hantering av sulfidjordmassor*. Verkkodokumentti [Viitattu 30.6.2015]. Teknisk Rapport 2007:13. 37 + 7 s. Luleå: Luleå Tekniska Universitet. Saatavissa: [Http://Epubl.Ltu.Se/1402-1536/2007/13/LTU-TR-0713-SE.Pdf](http://Epubl.Ltu.Se/1402-1536/2007/13/LTU-TR-0713-SE.Pdf). ISSN 1402-1536.

Puzrin, A.M., 2012. *Constitutive modelling in geomechanics : introduction*. Heidelberg: Springer. 312 s. ISBN 9783642273957.

Rankka, K., Andersson-Sköld, Y., Hultén, C., Larsson, R., Leroux, V. ja Dahlin, T., 2004. *Quick clay in Sweden*. Linköping: Swedish Geotechnical Institute. 145 s. ISSN 0348-0755.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. ja Tammirinne, M., 1992. *Geotekniikka*. 11. uusittu painos. Espoo: Otatieto. 295 s. ISBN 951-672-157-5.

Roscoe, K.H. ja Burland, J.B., 1968. *On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay*. Engineering Plasticity. S. 535-609. Cambridge University Press.

SFS-EN 19997-2 + AC., 2007. *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.

SFS-EN ISO 14688-2., 2005. *Geotekninen tutkimus ja koestus. Maan tunnistaminen ja luokitus. Osa 2: luokituksen perusteet*. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto.

Terzaghi, K. ja Peck, R., 1961. *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Berlin Heidelberg: Springer Verlag. 586 s. ISBN 978-3-642-92830-7.

Tielaitos., 2000. *Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset TYLT: Yleiset perusteet - Leikkaukset, kaivannot ja avo-ojarakenteet – Penger- ja kerrosrakenteet. – Lisäykset ja muutokset vuonna 2000*. Helsinki: Tielaitos. 62 s.

Vepsäläinen, P., 1985. *Jännityksen jakautuminen rakennuspohjassa*. Teoksessa: H. Mäkelä (toim.). *RIL 157-I Geomekaniikka I*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. S. 311-362. ISBN 951-758-086-X (nid.).

Vepsäläinen, P., 1994. *Maanvarainen tiepenger savikolla. Suunnitteluohje, geotekniikan informaatiojulkaisu*. Helsinki: Tielaitos. 50 s. ISBN 951-726-014-8.

Vianova., 2012. *Novapoint GeoCalc, Painumalaskenta*. Verkkodokumentti. Espoo: Vianova Systems Finland Oy [viitattu 8.6.2015]. Saatavilla: <http://docs.vianova.fi/GeoCalc/2.4/index.html>.

Vianova., 2005. *Novapoint GeoCalc, Stability Theory Manual*. Y.M. Cheng (toim.). Verkkodokumentti: Vianova Systems Finland Oy [viitattu 6.7.2015]. Saatavilla: <http://docs.vianova.fi/GeoCalc/2.4/index.html>.

Wheeler, S.J., Näättänen, A., Karstunen, M. ja Lojander, M., 2003. *An anisotropic elastoplastic model for soft clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, no. 2. S. 403-418. ISSN 00083674. DOI 10.1139/t02-119.

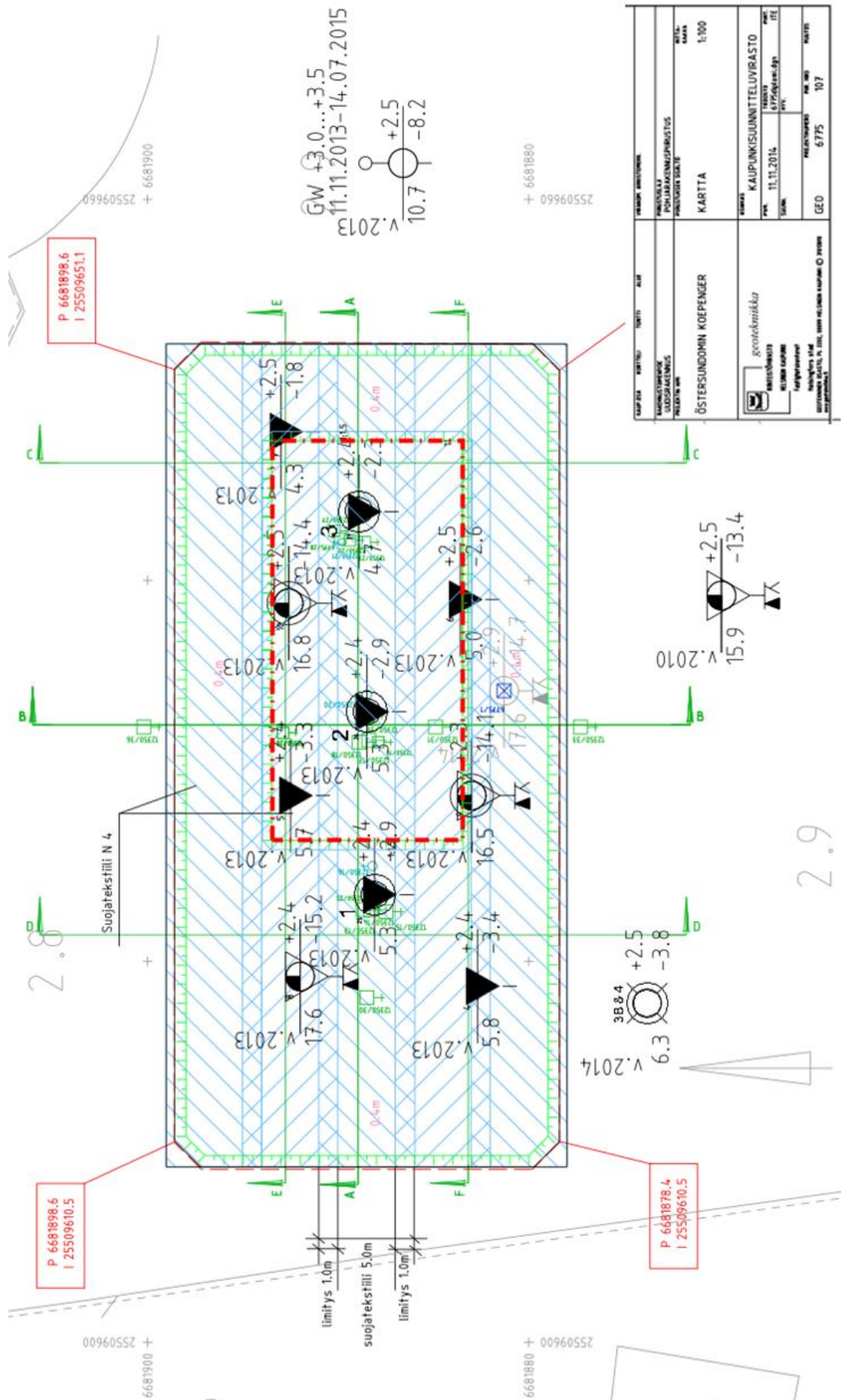
Wood, D.M., 1990. *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press. 462 s. ISBN 0-521-33249-4 (sid.).

Zentar, R., Karstunen, M., Wiltafsky, C., Schweiger, H.F. ja Koskinen, M., 2002. *Comparison of two approaches for modelling anisotropy of soft clays*. Proceedings of the 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), Rome, Italy, 10-12 April 2002. S. 115-121.

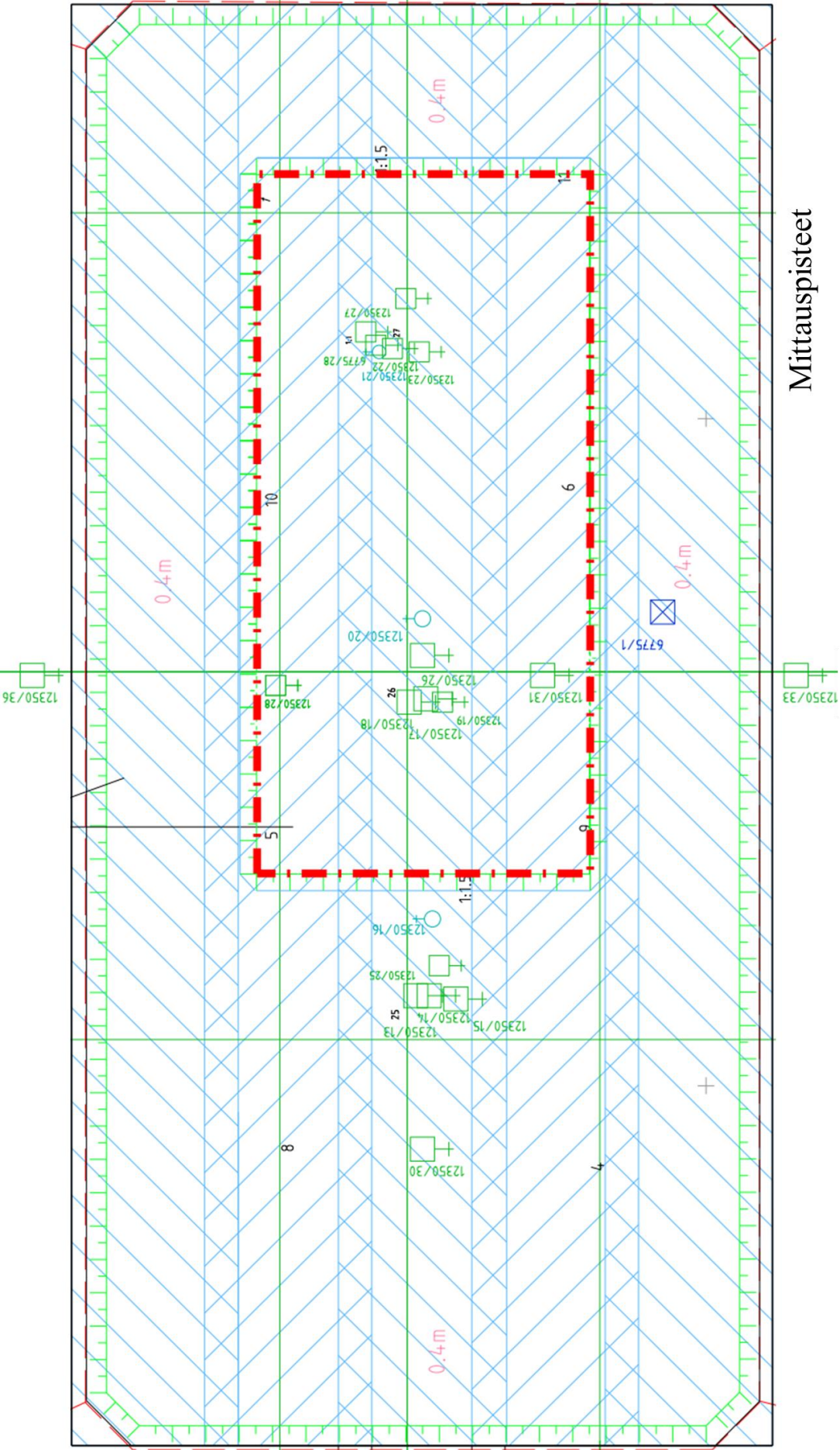
## Liiteluettelo

- Liite 1. Pohjatutkimukset. 8 sivua.
- Liite 2. Painumamittaukset. 4 sivua.
- Liite 3. Huokosvedenpaineen ja pohjavedenpinnan mittaukset. 2 sivua.
- Liite 4. Suoritetut laboratoriotutkimukset. 3 sivua.
- Liite 5. Ödometrikokeiden tulokset. 3 sivua.
- Liite 6. Konsolidointikokeiden tulokset. 12 sivua.
- Liite 7. Myötöpisteiden määrittäminen. 3 sivua.
- Liite 8. Simulointitulokset. 4 sivua.
- Liite 9. Käsineläskenta tangenttimoduulimenetelmällä. 3 sivua.
- Liite 10. PLAXIS-laskennat. 2 sivua.

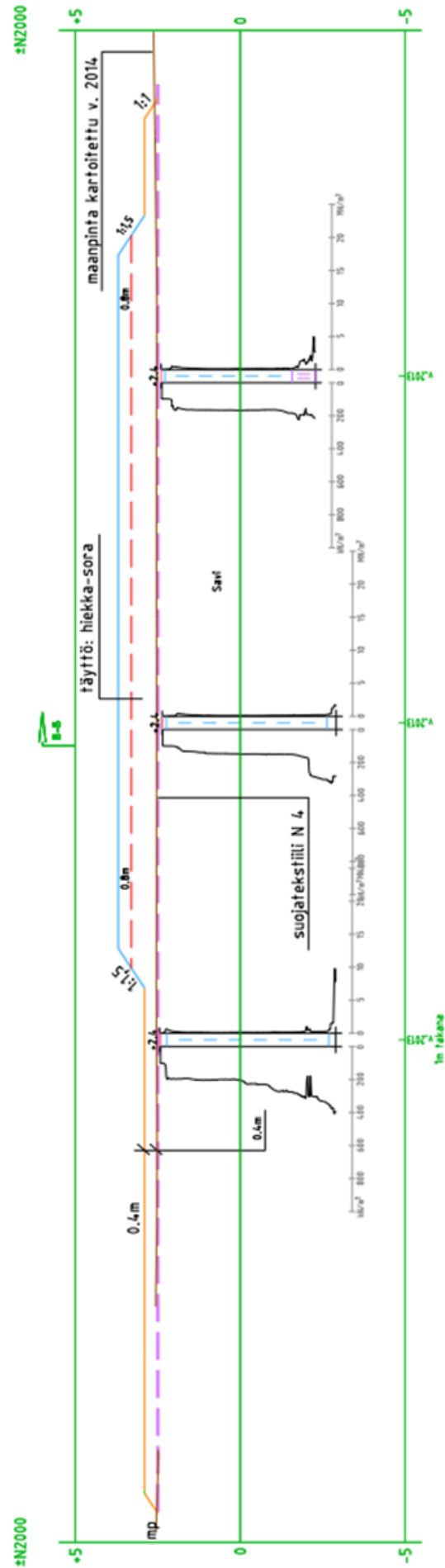
## Liite 1. Pohjatutkimukset




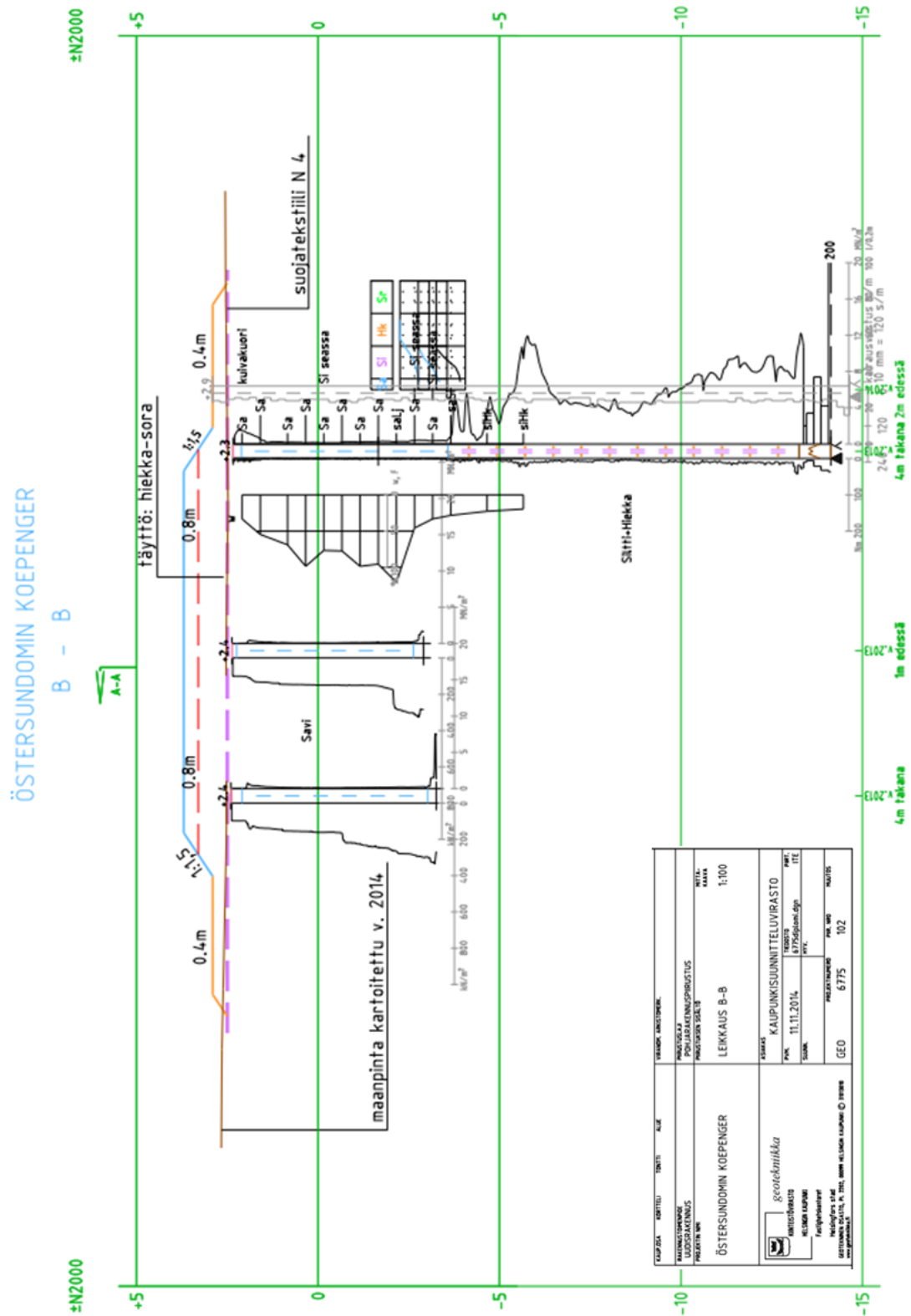




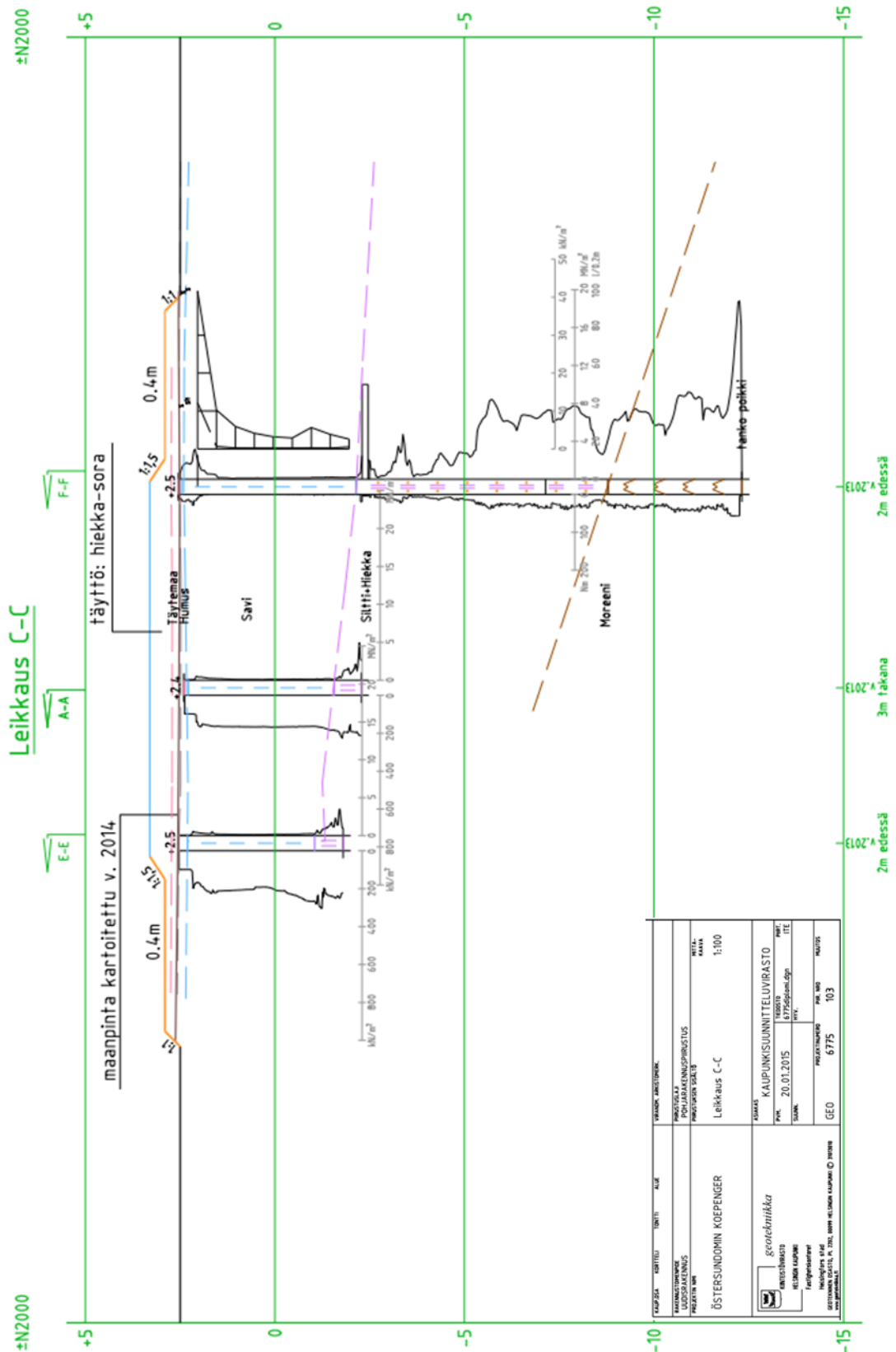
ÖSTERSUNDOMIN KOEPENGER  
A - A



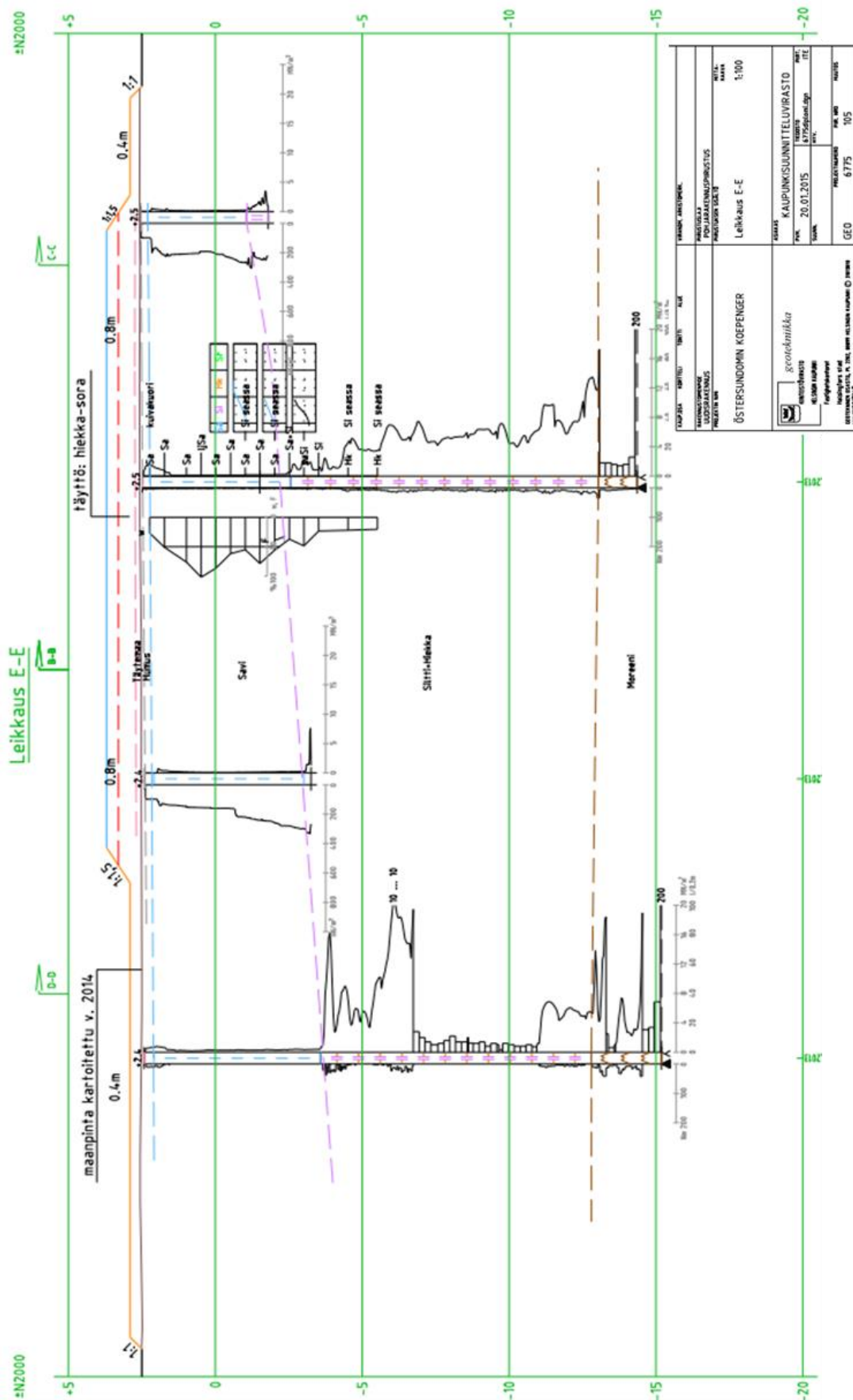
KAUPPIA	COFFEE	100/75	ALU	VARAINEN, ANTI-SMOKER.
RAUNION SWENDE	UUDSRAKENNUS	PROJEKTIN NIMI	PROJEKTIN OSA- NIMI	PROJEKTIN OSA- NIMI
ØSTERSUNDOMIN KOEPENGER			LEIKKAUS A-A	1:100
<div> geoteknikka KONTAKTILINJA HELSINKI KAPPALE Projektiinnot Helsingin uudet rakennukset A. TIEDE, KAPPALE KAPPALE © 1998</div>	ASUKAS KAUPUNKISUUNNITELUVERASTO PVM 11.11.2014 SUUNN. IITE 148019 01776pianetti IITE 101 6775 101 6775 101			

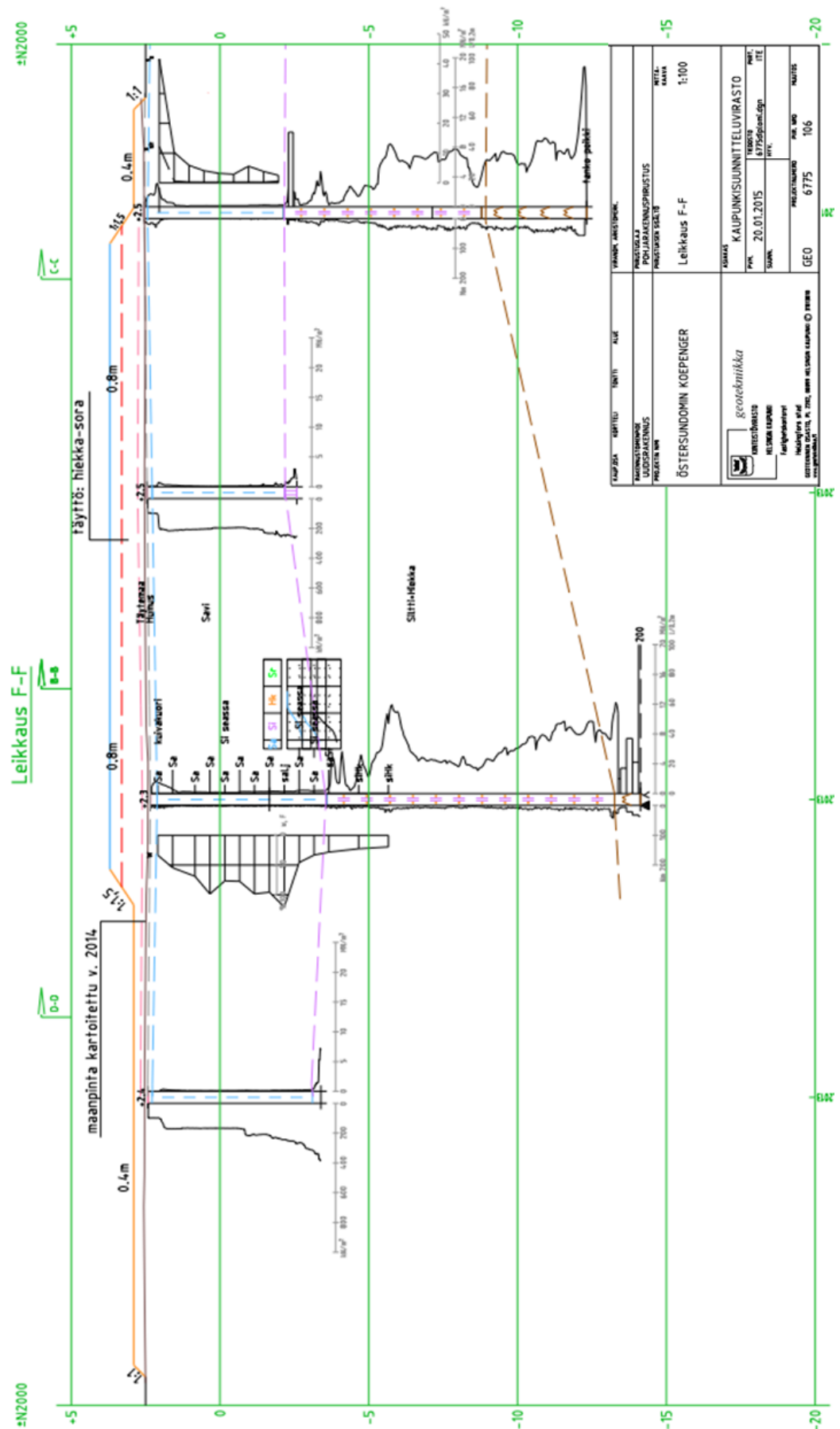












**Liite 2. Painumamittaukset**

KL 13	Lukema	Painuma [mm]	KL 14	Lukema	Painuma [mm]	KL 15	Lukema	Painuma [mm]
7.3.2014	-4701,6	0,0	7.3.2014	-909,7	0,0	7.3.2014	2481,4	0,0
24.3.2014	-4701,1	-0,5	24.3.2014	-909,8	0,1	24.3.2014	2477,8	3,6
22.4.2014	-4702,9	1,3	22.4.2014	-912,3	2,6	22.4.2014	2473,4	8,0
27.5.2014	-4703,1	1,5	27.5.2014	-913,3	3,6	27.5.2014	2471,6	9,8
27.6.2014	-4703,9	2,3	27.6.2014	-914,5	4,8	27.6.2014	2469,8	11,6
21.7.2014	-4703,3	1,7	21.7.2014	-914,3	4,6	21.7.2014	2470,2	11,2
20.8.2014	-4703,0	1,4	20.8.2014	-914,1	4,4	20.8.2014	2467,1	14,3
17.9.2014	-4704,5	2,9	17.9.2014	-915,8	6,1	17.9.2014	2465,7	15,7
15.10.2014	-4704,2	2,6	15.10.2014	-915,9	6,2	15.10.2014	2465,7	15,7
17.11.2014	-4704,8	3,2	17.11.2014	-916,4	6,7	17.11.2014	2464,7	16,7
19.12.2014	-4704,6	3,0	19.12.2014	-916,5	6,8	19.12.2014	2464,5	16,9
28.1.2015	-4704,1	2,5	28.1.2015	-916,4	6,7	28.1.2015	2464,8	16,6
26.2.2015	-4705,8	4,2	26.2.2015	-918,5	8,8	26.2.2015	2462,1	19,3
25.3.2015	-4704,4	2,8	25.3.2015	-916,9	7,2	25.3.2015	2463,8	17,6
24.4.2015	-4703,0	1,4	24.4.2015	-916,0	6,3	24.4.2015	2465,2	16,2
19.5.2015	-4703,9	2,3	19.5.2015	-916,8	7,1	19.5.2015	2463,9	17,5
17.6.2015	-4703,4	1,8	17.6.2015	-917,2	7,5	17.6.2015	2462,9	18,5
14.7.2015	-4702,6	1,0	14.7.2015	-916,8	7,1	14.7.2015	2463,3	18,1

KL 17	Lukema	Painuma [mm]	KL 18	Lukema	Painuma [mm]	Korjattu [mm]
7.3.2014	4003,0	0,0	7.3.2014	-541,1	0,0	0,0
24.3.2014	4004,4	-1,4	24.3.2014	-547,5	6,4	6,4
22.4.2014	4002,2	0,8	22.4.2014	-560,6	19,5	19,5
27.5.2014	4001,6	1,4	27.5.2014	-563,8	22,7	22,7
27.6.2014	4000,4	2,6	27.6.2014	-567,0	25,9	25,9
21.7.2014	4000,9	2,1	21.7.2014	-567,1	26,0	26,0
20.8.2014	4001,0	2,0	20.8.2014	-571,5	30,4	30,4
17.9.2014	3999,6	3,4	17.9.2014	-574,6	33,5	33,5
15.10.2014	3999,9	3,1	15.10.2014	-576,1	35,0	35,0
17.11.2014	3999,5	3,5	17.11.2014	-578,6	37,5	37,5
19.12.2014	3998,3	4,7	19.12.2014	-829,4	288,3	37,5
28.1.2015	3997,1	5,9	28.1.2015	-839,9	298,8	48,0
26.2.2015	3995,0	8,0	26.2.2015	-848,2	307,1	56,3
26.3.2015	3997,4	5,6	26.3.2015	-851,4	310,3	59,5
24.4.2015	3997,9	5,1	24.4.2015	-855,8	314,7	63,9
19.5.2015	3996,6	6,4	19.5.2015	-861,1	320,0	69,2
17.6.2015	3996,9	6,1	17.6.2015	-866,0	324,9	74,1
14.7.2015	3997,4	5,6	14.7.2015	-870,6	329,5	78,7

KL 19	Lukema	Painuma [mm]	Korjattu [mm]	KL 21	Lukema	Painuma [mm]	Korjattu [mm]
7.3.2014	1967,1	0,0	0,0	7.3.2014	-3896,2	0,0	0,0
24.3.2014	1958,1	9,0	9,0	24.3.2014	-3896,6	0,4	0,4
22.4.2014	1951,1	16,0	16,0	22.4.2014	-3897,7	1,5	1,5
27.5.2014	1945,9	21,2	21,2	27.5.2014	-3898,1	1,9	1,9
27.6.2014	1942,3	24,8	24,8	27.6.2014	-3899,2	3,0	3,0
21.7.2014	1941,8	25,3	25,3	21.7.2014	-3898,7	2,5	2,5
20.8.2014	1937,1	30,0	30,0	20.8.2014	-3898,1	1,9	1,9
17.9.2014	1934,1	33,0	33,0	17.9.2014	-3899,7	3,5	3,5
15.10.2014	1932,7	34,4	34,4	15.10.2014	-3899,4	3,2	3,2
17.11.2014	1930,3	36,8	36,8	17.11.2014	-3900,0	3,8	3,8
19.12.2014	1913,4	53,7	36,8	19.12.2014	-3936,1	39,9	4,1
28.1.2015	1902,2	64,9	48,0	28.1.2015	-3936,2	40,0	4,2
26.2.2015	1893,7	73,4	56,5	26.2.2015	-3937,7	41,5	5,7
26.3.2015	1890,6	76,5	59,6	26.3.2015	-3935,4	39,2	3,4
24.4.2015	1886,1	81,0	64,1	24.4.2015	-3935,1	38,9	3,1
19.5.2015	1880,7	86,4	69,5	19.5.2015	-3936,8	40,6	4,8
17.6.2015	1875,8	91,3	74,4	17.6.2015	-3936,3	40,1	4,8
14.7.2015	1871,1	96,0	79,1	14.7.2015	-3936,2	40,0	4,8

KL 22	Lukema	Painuma [mm]	Korjattu [mm]	KL 23	Lukema	Painuma [mm]	Korjattu [mm]
7.3.2014	-481,0	0,0	0,0	7.3.2014	1938,6	0,0	0,0
24.3.2014	-484,2	3,2	3,2	24.3.2014	1930,5	8,1	8,1
22.4.2014	-494,6	13,6	13,6	22.4.2014	1922,7	15,9	15,9
27.5.2014	-500,9	19,9	19,9	27.5.2014	1917,2	21,4	21,4
27.6.2014	-505,6	24,6	24,6	27.6.2014	1912,8	25,8	25,8
21.7.2014	-508,1	27,1	27,1	21.7.2014	1910,5	28,1	28,1
20.8.2014	-516,6	35,6	35,6	20.8.2014	1903,4	35,2	35,2
17.9.2014	-520,6	39,6	39,6	17.9.2014	1899,1	39,5	39,5
15.10.2014	-522,6	41,6	41,6	15.10.2014	1897,1	41,5	41,5
17.11.2014	-526,0	45,0	45,0	17.11.2014	1893,9	44,7	44,7
19.12.2014	-565,7	84,7	45,0	19.12.2014	1883,9	54,7	44,7
28.1.2015	-578,5	97,5	57,8	28.1.2015	1870,0	68,6	58,6
26.2.2015	-587,4	106,4	66,7	26.2.2015	1860,8	77,8	67,8
26.3.2015	-591,1	110,1	70,4	26.3.2015	1856,4	82,2	72,2
24.4.2015	-596,5	115,5	75,8	24.4.2015	1851,3	87,3	77,3
19.5.2015	-602,3	121,3	81,6	19.5.2015	1845,5	93,1	83,1
17.6.2015	-607,9	126,9	87,2	17.6.2015	1839,5	99,1	89,1
14.7.2015	-613,4	132,4	92,7	14.7.2015	1833,7	104,9	94,9

PL 26	Lukema	Painuma [mm]	PL 27	Lukema	Painuma [mm]	PL 28	Lukema	Painuma [mm]
25.3.2014	2483,9	0,0	24.3.2014	2488,8	0,0	24.3.2014	2516,7	0,0
22.4.2014	2453,1	30,8	22.4.2014	2458,7	30,1	22.4.2014	2487,9	28,8
27.5.2014	2437,2	46,7	27.5.2014	2446,7	42,1	27.5.2014	2460,3	56,4
27.6.2014	2433,0	50,9	27.6.2014	2442,5	46,3	27.6.2014	2456,5	60,2
21.7.2014	2431,7	52,2	21.7.2014	2439,9	48,9	21.7.2014	2454,9	61,8
20.8.2014	2425,7	58,2	20.8.2014	2432,4	56,4	20.8.2014	2449,6	67,1
17.9.2014	2422,5	61,4	17.9.2014	2428,9	59,9	17.9.2014	2446,6	70,1
15.10.2014	2420,8	63,1	15.10.2014	2427,2	61,6	15.10.2014	2445,9	70,8
17.11.2014	2417,9	66,0	17.11.2014	2424,2	64,6	17.11.2014	2443,6	73,1
19.12.2014	2406,4	77,5	19.12.2014	2415,9	72,9	19.12.2014	2432,7	84,0
28.1.2015	2393,1	90,8	28.1.2015	2404,0	84,8	28.1.2015	2426,0	90,7
26.2.2015	2383,5	100,4	26.2.2015	2396,1	92,7	26.2.2015	2420,0	96,7
26.3.2015	2379,5	104,4	26.3.2015	2393,0	95,8	26.3.2015	2418,2	98,5
24.4.2015	2374,2	109,7	24.4.2015	2388,5	100,3	24.4.2015	2415,7	101,0
19.5.2015	2368,3	115,6	19.5.2015	2383,2	105,6	19.5.2015	2411,6	105,1
17.6.2015	2362,3	121,6	17.6.2015	2377,9	110,9	17.6.2015	2407,7	109,0
14.7.2015	2357	126,9	14.7.2015	2372,9	115,9	14.7.2015	2404,4	112,3
PL 29/36	Lukema	Painuma [mm]	PL 30	Lukema	Painuma [mm]	PL 31	Lukema	Painuma [mm]
24.3.2014	2764,3	0,0	24.3.2014	3493,4	0,0	24.3.2014	3482,4	0,0
22.4.2014	2736,2	28,1	22.4.2014	3466,6	26,8	22.4.2014	3456,4	26,0
27.5.2014	2734,1	30,2	27.5.2014	3463,5	29,9	27.5.2014	3449,2	33,2
27.6.2014	2733,1	31,2	27.6.2014	3461,7	31,7	27.6.2014	3445,8	36,6
21.7.2014	2730,8	33,5	21.7.2014	3461,4	32,0	21.7.2014	3445,0	37,4
20.8.2014	2723,5	40,8	20.8.2014	3457,5	35,9	20.8.2014	3439,8	42,6
17.9.2014	2726,6	37,7	17.9.2014	3455,8	37,6	17.9.2014	3437,3	45,1
15.10.2014	2728,8	35,5	15.10.2014	3456,1	37,3	15.10.2014	3436,1	46,3
17.11.2014	2728,6	35,7	17.11.2014	3455,4	38,0	17.11.2014	3433,9	48,5
19.12.2014	2729,9	34,4	19.12.2014	3455,3	38,1	19.12.2014	4423,4	59,0
28.1.2015	2738,7	25,6	28.1.2015	3455,5	37,9	28.1.2015	4414,6	67,8
26.2.2015	2733,0	31,3	26.2.2015	3453,2	40,2	26.2.2015	4407,7	74,7
25.3.2015	2730,5	33,8	25.3.2015	3454,8	38,6	26.3.2015	4405,3	77,1
24.4.2015	2730,8	33,5	24.4.2015	3456,1	37,3	24.4.2015	4402,3	80,1
19.5.2015	2730,3	34,0	19.5.2015	3455,2	38,2	19.5.2015	4397,7	84,7
17.6.2015	2728,6	35,7	17.6.2015	2454,3	39,1	17.6.2015	4393,6	88,8
14.7.2015	2728,8	35,5	14.7.2015	2454,1	39,3	14.7.2015	4390,6	91,8

19.12.2014 tankoon +1000 mm

PL 33	Lukema	Painuma [mm]	PL 36	Lukema	Painuma [mm]
24.3.2014	2645,7	0,0	24.3.2014	2764,3	0,0
22.4.2014	2604,3	41,4	22.4.2014	2736,2	28,1
27.5.2014	2601,4	44,3	27.5.2014	2734,1	30,2
27.6.2014	2599,6	46,1	27.6.2014	2733,1	31,2
21.7.2014	2599,8	45,9	21.7.2014	2730,8	33,5
20.8.2014	2594,9	50,8	20.8.2014	2723,5	40,8
17.9.2014	2595,2	50,5	17.9.2014	2726,6	37,7
15.10.2014	2596,2	49,5	15.10.2014	2728,8	35,5
17.11.2014	2595,6	50,1	17.11.2014	2728,6	35,7
19.12.2014	2595,8	49,9	19.12.2014	2729,9	34,4
28.1.2015	2601,8	43,9	28.1.2015	2738,7	25,6
26.2.2015	2598,9	46,8	26.2.2015	2733,0	31,3
24.4.2015	2597,7	48,0	25.3.2015	2730,5	33,8
19.5.2015	2596,6	49,1	24.4.2015	2730,8	33,5
17.6.2015	2595,1	50,6	19.5.2015	2730,3	34,0
14.7.2015	2596,7	49,0	17.6.2015	2728,6	35,7
			14.7.2015	2728,8	35,5
HUOM! Maaliskuun mittaus puutuu					



**Liite 3. Huokosvedenpaineen ja pohjavedenpinnan mittaukset****HELSINGIN KAUPUNKI GEOTEKNINEN OSASTO HUOKOSVESIMITTAUS**

**Piste** HV 16 Työnumero: 12350 Kärki: 4  
Y: 25509625.0 X: 6681888.2 ETRS-GK25 N2000  
Asennustaso : -0.65 Asennuspäivä: 07.11.2013

Päivämäärä	Aika	Lukema N2000	Ilman- paine mb	Pv-taso +-N2000	Hv-taso +-N2000	Paine kPa	Ylipaine kPa	Maanpinta N2000
21.1.2014	12:00	3,69	---	+3,4	+3,04	36,2	-3,5	+2,41
18.2.2014	00:00	3,02	---	+3,49	+2,37	29,6	-11	+2,41
7.3.2014	12:00	3,69	---	Jäässä	+3,04	36,2	---	+2,41
24.3.2014	00:00	4,66	---	+3,23	+4,01	45,7	7,6	+2,9
22.4.2014	12:00	4,3	---	+3,18	+3,65	42,2	4,6	+2,9
27.5.2014	12:00	4,23	---	+3,19	+3,58	41,5	3,8	+2,9
27.6.2014	12:00	4,13	---	+3,14	+3,48	40,5	3,3	+2,9
21.7.2014	12:00	4,05	---	+3,08	+3,4	39,7	3,1	+2,9
20.8.2014	12:00	3,85	---	+3,04	+3,2	37,8	1,6	+2,9
17.9.2014	12:00	3,75	---	+3,02	+3,1	36,8	0,8	+2,9
14.10.2014	12:00	3,9	---	+3,08	+3,24	38,2	1,6	+2,9
17.11.2014	12:00	3,77	---	+3,12	+3,12	37	0	+2,9
9.12.2014	12:00	3,67	---	+3,15	+3,02	36	-1,3	+2,9
23.1.2015	12:00	4,05	---	Jäässä	+3,4	39,7	---	+2,9
27.2.2015	12:00	4,26	---	+3,48	+3,61	41,8	1,3	+2,9
25.3.2015	12:00	4,2	---	+3,42	+3,55	41,2	1,3	+2,9
24.4.2015	12:00	3,95	---	+3,43	+3,3	38,7	-1,3	+2,9
20.5.2015	12:00	4,03	---	+3,4	+3,38	39,5	-0,2	+2,9
18.06.2015	12:00	3,81	---	+3,43	+3,16	37,4	-2,6	+2,9
14.07.2015	12:00	3,91	---	+3,33	+3,25	38,3	-0,8	+2,9
11.08.2015	12:00	3,89	---	+3,29	+3,23	38,1	-0,6	+2,9

**Piste** HV 20 Työnumero: 12350 Kärki: 7  
Y: 25509634.0 X: 6681888.5 ETRS-GK25 N2000  
Asennustaso : -3.73 Asennuspäivä: 07.11.2013

Päivämäärä	Aika	Lukema N2000	Ilman- paine mb	Pv-taso +-N2000	Hv-taso +-N2000	Paine kPa	Ylipaine kPa	Maanpinta N2000
21.1.2014	12:00	7,27	---	+3,4	+3,54	71,3	1,4	+2,4
18.2.2014	00:00	6,4	---	+3,49	2,68	62,8	-7,9	+2,4
7.3.2014	12:00	6,82	---	Jäässä	+3,09	66,9	---	+2,4
24.3.2014	00:00	6,97	---	+3,23	+3,25	68,4	0,2	+3,4
22.4.2014	12:00	6,7	---	+3,18	+2,97	65,7	-2,1	+3,4
27.5.2014	12:00	6,82	---	+3,19	+3,09	66,9	-1	+3,4
27.6.2014	12:00	6,8	---	+3,14	+3,07	66,7	-0,7	+3,4
21.7.2014	12:00	6,78	---	+3,08	+3,05	66,5	-0,3	+3,4
20.8.2014	12:00	6,78	---	+3,04	+3,05	66,5	0,1	+3,4
17.9.2014	12:00	6,8	---	+3,02	+3,07	66,7	0,5	+3,4
14.10.2014	12:00	7	---	+3,08	+3,27	68,6	1,9	+3,4
17.11.2014	12:00	7,28	---	+3,12	+3,55	71,4	4,2	+3,4
9.12.2014	12:00	7,08	---	+3,15	+3,35	69,4	2	+3,4
23.1.2015	12:00	7,15	---	Jäässä	+3,42	70,1	---	+3,8
27.2.2015	12:00	7,12	---	+3,48	+3,39	69,8	-0,9	+3,8
25.3.2015	12:00	7,02	---	+3,42	+3,29	68,8	-1,3	+3,8
24.4.2015	12:00	7,14	---	+3,43	+3,41	70	-0,2	+3,8
20.5.2015	12:00	7,04	---	+3,4	+3,31	69	-0,9	+3,8
18.06.2015	12:00	7,07	---	+3,43	+3,34	69,3	-0,9	+3,8
14.07.2015	12:00	6,95	---	+3,33	+3,23	68,2	-1	+3,8
11.08.2015	12:00	6,8	---	+3,29	+3,07	66,7	-2,2	+3,8

**Piste** HV 24 Työnumero: 12350 Kärki: 4  
Y: 25509642.0 X: 6681889.8 ETRS-GK25 N2000  
Asennustaso : -0.68 Asennuspäivä: 07.11.2013

Päivämäärä	Aika	Lukema N2000	Ilman- paine mb	Pv-taso +-N2000	Hv-taso +-N2000	Paine kPa	Ylipaine kPa	Maanpinta N2000
21.1.2014	12:00	3,62	---	+3,4	+2,94	35,5	-4,5	+2,46
18.2.2014	00:00	4,23	---	+3,49	+3,56	41,5	0,7	+2,46
7.3.2014	12:00	4,13	---	Jäässä	+3,45	40,5	---	+2,46
24.3.2014	00:00	4,18	---	+3,23	+3,51	41	2,7	+3,4
22.4.2014	12:00	3,58	---	+3,18	+2,9	35,1	-2,7	+3,4
27.5.2014	12:00	3,52	---	+3,19	+2,84	34,5	-3,4	+3,4
27.6.2014	12:00	3,9	---	+3,14	+3,22	38,2	0,8	+3,4
21.7.2014	12:00	4,2	---	+3,08	+3,53	41,2	4,4	+3,4
20.8.2014	12:00	3,96	---	+3,04	+3,28	38,8	2,4	+3,4
17.9.2014	12:00	3,72	---	+3,02	+3,05	36,5	0,3	+3,4
14.10.2014	12:00	3,66	---	+3,08	+2,99	35,9	-0,9	+3,4
17.11.2014	12:00	3,45	---	+3,12	+2,77	33,8	-3,4	+3,4
9.12.2014	12:00	3,35	---	+3,15	+2,68	32,9	-4,6	+3,4
23.1.2015	12:00	4,15	---	Jäässä	+3,48	40,7	---	+3,8
27.2.2015	12:00	4,29	---	+3,48	+3,62	42,1	1,4	+3,8
25.3.2015	12:00	4,38	---	+3,42	+3,71	43	2,8	+3,8
24.4.2015	12:00	4,01	---	+3,43	+3,33	39,3	-1	+3,8
20.5.2015	12:00	4,09	---	+3,4	+3,41	40,1	0,1	+3,8
18.06.2015	12:00	4,34	---	+3,43	+3,67	42,6	2,4	+3,8
14.07.2015	12:00	4,25	---	+3,33	+3,58	41,7	2,5	+3,8
11.08.2015	12:00	4,26	---	+3,29	+3,59	41,8	2,9	+3,8

**HELSINGIN KAUPUNKI GEOTEKNINEN OSASTO POHJAVESIMITTAUS**

**Piste** :01P Työnumero: 12350  
Y: 25509661.9 X: 6681886.6 ETRS-GK25  
Mittaustaso :+3.70 Maanpinta: +2.51  
Suodattimen alapää: -7.50 11.20 Yläosan rakenne: galv. putki  
Putkiaines halk :RAUTA  
Suodatinmalli :HIEKKA  
Suodattimen pituus: 1.00  
Asennus päivä :14.10.2013

Mittaus pvm	Syv. mp	Taso	Mittaus pvm	Syv. mp	Taso
11.11.2013	-0,80	+3,31	20.8.2014	-0,53	+3,04
19.11.2013	-0,87	+3,38	17.9.2014	-0,51	+3,02
20.12.2013	-0,89	+3,4	14.10.2014	-0,57	+3,08
20.1.2014	jäässä	jäässä	17.11.2014	-0,61	+3,12
18.2.2014	jäässä	jäässä	9.12.2014	-0,64	+3,15
24.3.2014	-0,72	+3,23	9.2.2015	jäässä	jäässä
22.4.2014	-0,67	+3,18	27.2.2015	-0,97	+3,48
23.5.2014	-0,67	+3,18	25.3.2015	-0,91	+3,42
27.5.2014	-0,68	+3,19	24.4.2015	-0,92	+3,43
27.6.2014	-0,63	+3,14	20.5.2015	-0,89	+3,4
30.6.2014	-0,63	+3,14	18.6.2015	-0,92	+3,43
15.7.2014	-0,6	+3,11	14.7.2015	-0,82	+3,33
21.7.2014	-0,57	+3,08	11.8.2015	-0,78	+3,29

[illegible]



Pisteen 3B näytteet otettu ST II:lla, pisteen 4B näytteet TKK-86:lla.

Piste	Putki	Syvyys [m]	Tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]	Suljettu leikkauslujuus	Sensitiivisyys	Juoksuraja	Rakeisuus	Humus	Kiintoiheys	Ödometrikoe	Kolmiaksaalikoe	Lisätietoja
3B	Ö48	1,20-1,37	-									
	Ö49	1,37-1,54	15,5	X	X	X					CAD6394	
	Ö50	1,54-1,71	14,9				X	X	X	6376	CAD6395	
	Ö51	2,72-2,89	15,6	X	X	X	X	X	X	6374	CAD6373	
	Ö52	2,89-3,06	15,5	X	X	X	X	X	X		CAD6372	
	Ö53	3,06-3,23	15,3	X	X	X				6390	CAUC6392	
	Ö54	4,24-4,41	16,3				X	X	X	6377	CAUC6382	
	Ö55	4,41-4,58	16,0	X	X	X	X	X	X		CAUC6383	
	Ö56	4,58-4,75	16,5	X	X	X	X	X	X	6389	CAUC6391	
	Ö57	5,76-5,93	18,1									
	Ö58	5,93-6,10	18,2	X	X	X	X	X	X		CAD6409	
	Ö59	6,10-6,27	18,7				X	X	X	6378	CAD6410	
	pussi	0,00-0,50					X	X	X			
	pussi	0,50-1,00					X	X	X			
	pussi	1,71-1,86					X	X	X			
	pussi	3,23-3,38					X	X	X			
	pussi	4,75-4,90					X	X	X			
	pussi	6,27-6,42					X	X	X			
4B	1	1,00-1,20		X	X	X				6388* 6393k		*kuormitus- portaiden kesto 7-14d
	2	2,00-2,40		X	X	X				6387* 6379k 6423kv		*kuormitus- portaiden kesto 7-14d
	4	4,00-4,40		X	X	X				6375 6380 6386k		
	5	5,00-5,40		X	X	X				6381 6424kv		
	pussi	0,00-0,50					X	X	X			
	pussi	1,20-1,25										
	pussi	1,86-1,96					X	X	X			

## Liite 5. Ödometrikokeiden tulokset

Ker- ros	Koe- nro	Pis- te	Syvyys [m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h <sub>0</sub> [cm]	γ <sub>0</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	w <sub>0</sub> [%]	e <sub>0</sub> [-]	Sr [%]	k 10 <sup>-9</sup> [m/s]
Savi 1	6255	2	0,83 - 0,86	18,10	2,0	16,4	61,4	1,659	100	0,150
	6290	1	1,03 - 1,06	18,10	2,0	15,8	70,3	1,977	100	0,262
	6358	3	1,07 - 1,09	18,10	2,0	17,1	49,0	1,378	100	0,122
	6222	2	1,07 - 1,10	18,10	2,0	15,1	90,2	2,430	100	0,570
	6393k	4	1,08 - 1,11	50,25	2,0	16,4	66,0	1,708	100	0,259
	6388	4	1,11 - 1,14	50,25	2,0	15,9	68,7	1,872	100	0,236
	6380	4	1,14 - 1,17	50,25	2,0	15,7	74,0	1,970	100	0,310
	6249	1	1,19 - 1,22	18,10	2,0	15,0	88,5	2,424	100	0,328
	6238	3	1,27 - 1,30	18,10	2,0	16,8	54,4	1,493	100	0,238
	6291	1	1,37 - 1,40	18,10	2,0	14,9	94,3	2,520	100	0,270
	6258	3	1,37 - 1,40	18,10	2,0	16,2	62,8	1,713	100	0,271
	6376	3B	1,55 - 1,57	15,90	1,5	14,9	94,4	2,530	100	0,619
	6243	2	1,77 - 1,80	18,10	2,0	14,5	101,0	2,782	100	0,520
Savi 2	6237	2	1,98 - 2,01	18,10	2,0	14,4	105,0	2,847	100	0,582
	6254	2	2,23 - 2,26	18,10	2,0	15,1	84,2	2,285	100	0,416
	6233	1	2,29 - 2,32	18,10	2,0	13,5	150,1	4,065	100	1,221
	6387	4	2,31 - 2,34	50,25	2,0	16,1	66,1	1,825	100	0,238
	6379k	4	2,32 - 2,35	50,25	2,0	14,6	88,7	2,260	100	0,604
	6223	2	2,47 - 2,50	18,10	2,0	14,9	89,7	2,460	100	0,615
	6225	3	2,77 - 2,80	18,10	2,0	14,7	100,0	2,684	100	1,259
Savi 3	6374	3	2,86 - 2,89	15,90	1,5	16,2	69,8	1,830	100	0,675
	6257	3	2,87 - 2,90	18,10	2,0	14,8	105,0	2,735	100	0,762
	6234	1	2,94 - 2,97	18,10	2,0	13,7	140,2	3,788	100	1,504
	6390	3B	3,00 - 3,20	15,90	1,5	15,3	86,0	2,314	100	0,440
	6306k	1	3,58 - 3,61	15,90	1,5	15,2	99,5	2,614	100	0,835
	6235	1	3,64 - 3,67	18,10	2,0	15,0	92,1	2,519	100	0,925
	6356	1	3,88 - 3,90	18,10	2,0	14,9	92,7	2,525	100	0,461
Savi 4	6248	3	4,07 - 4,10	18,10	2,0	16,6	56,9	1,546	100	1,163
	6250	2	4,20 - 4,23	18,10	2,0	16,0	72,6	1,903	100	0,708
	6256	2	4,20 - 4,23	18,10	2,0	14,2	78,1	2,383	100	0,448
	6375	4	4,34 - 4,36	15,90	1,5	15,8	76,0	2,000	100	0,783
	6386k	4	4,39 - 4,42	50,25	2,0	16,2	68,6	1,815	100	0,575
	6357	3	4,52 - 4,53	18,10	2,0	19,6	28,0	0,780	100	0,629
	6389	3B	4,72 - 4,75	15,90	1,5	17,6	48,0	1,270	100	0,661
	6226	3	4,77 - 4,80	18,10	2,0	17,8	41,7	1,157	100	2,291
Savi 5	6251	1	5,06 - 5,09	18,10	2,0	18,6	32,0	0,923	98	3,798
	6224	2	5,07 - 5,10	18,10	2,0	17,7	46,1	1,250	100	0,603
	6381	4	5,44 - 5,47	50,25	2,0	18,0	41,3	1,110	100	0,554
	6307k	1	5,69 - 5,72	15,90	1,5	18,7	37,9	0,974	100	1,639
	6304	1	5,72 - 5,75	18,10	2,0	18,3	37,8	1,026	100	1,233
	6242	1	5,76 - 5,79	18,10	2,0	19,0	38,0	0,978	100	1,383
	6378	3B	6,11 - 6,13	15,90	1,5	18,7	35,3	0,920	100	2,335

Ker- ros	Koe nro	Syvyys [m]	$\lambda$ [-]	$\kappa$ [-]	$C_{\alpha\epsilon}$ [%]	$m_1$ [-]	$\beta_1$ [-]	$m_2$ [-]	$\beta_2$ [-]	$\sigma'_c$ [kPa]
Savi 1	6255	0,83 - 0,86	0,257	0,045	0,55	11,22	0,07	90,90	0,70	139,7
	6290	1,03 - 1,06	0,330	0,061	0,51	7,44	-0,12	46,67	0,36	127,9
	6358	1,07 - 1,09	0,142	0,023	0,40	13,88	-0,13	111,70	0,61	79,5
	6222	1,07 - 1,10	0,503	0,042	0,92	7,39	0,11	78,42	-0,37	104,9
	6393k	1,08 - 1,11	0,255	0,045	0,66					
	6388	1,11 - 1,14	0,273	0,045	0,48	10,83	0,02	148,04	0,85	55,1
	6380	1,14 - 1,17	0,284	0,056	0,82	10,51	0,06	94,57	0,89	35,1
	6249	1,19 - 1,22	0,655	0,074	1,17	6,08	-0,40	52,59	0,65	57,0
	6238	1,27 - 1,30	0,237	0,033	1,49	9,29	-0,21	65,76	0,45	78,9
	6291	1,37 - 1,40	0,504	0,064	1,14	7,99	-0,19	46,96	0,55	30,8
	6258	1,37 - 1,40	0,269	0,021	0,91	9,83	-0,28	83,65	0,41	65,8
	6376	1,55 - 1,57	0,625	0,075	1,54	7,43	-0,28	47,08	0,33	31,2
	6243	1,77 - 1,80	0,566	0,063	2,37	7,75	-0,33	45,68	0,37	30,5
Savi 2	6237	1,98 - 2,01	0,866	0,056	3,26	5,69	-0,86	52,11	0,41	45,5
	6254	2,23 - 2,26	0,436	0,050	0,93	8,30	-0,19	53,81	0,38	39,2
	6233	2,29 - 2,32	2,016	0,010	3,80	9,55	-1,09	56,94	-0,35	21,7
	6387	2,31 - 2,34	0,348	0,044	0,83	10,80	-0,22	127,59	0,70	21,2
	6379k	2,32 - 2,35	0,416	0,081	2,63					
	6223	2,47 - 2,50	0,756	0,046	1,86	7,58	-0,54	86,90	-0,28	30,8
	6225	2,77 - 2,80	0,577	0,072	2,29	7,30	-0,44	37,72	0,32	33,5
Savi 3	6374	2,86 - 2,89	0,331	0,040	1,13	10,53	-0,15	85,01	0,42	19,3
	6257	2,87 - 2,90	0,864	0,065	1,79	8,07	-0,47	45,55	0,41	25,1
	6234	2,94 - 2,97	1,696	0,090	2,90	7,42	-1,03	42,00	0,27	26,4
	6390	3,00 - 3,20	0,451	0,049	1,90	7,53	-0,15	71,20	-0,23	31,4
	6306k	3,58 - 3,61	0,634	0,070	3,79					
	6235	3,64 - 3,67	0,788	0,072	1,77	9,10	-0,68	54,68	-0,28	23,6
	6356	3,88 - 3,90	0,491	0,060	0,82	8,96	-0,24	61,26	0,43	23,6
Savi 4	6248	4,07 - 4,10	0,228	0,027	1,05					
	6250	4,20 - 4,23	0,402	0,035	0,82	9,23	-0,29	100,38	-0,36	31,4
	6256	4,20 - 4,23	0,302	0,052	0,80	10,30	-0,04	51,71	0,33	23,0
	6375	4,34 - 4,36	0,412	0,049	1,25	8,97	-0,28	56,83	0,38	23,6
	6386k	4,39 - 4,42	0,428	0,043	2,66					
	6357	4,52 - 4,53	0,029	0,009	0,13	64,74	0,23	217,64	0,06	58,6
	6389	4,72 - 4,75	0,210	0,016	0,96	10,62	-0,19	167,65	0,67	36,1
	6226	4,77 - 4,80	0,182	0,015	0,51	12,75	-0,51	126,73	0,51	56,2
Savi 5	6251	5,06 - 5,09	0,049	0,009	0,19					
	6224	5,07 - 5,10	0,399	0,028	0,80	9,77	-0,42	149,94	-0,81	45,5
	6381	5,44 - 5,47	0,167	0,020	0,98	12,87	-0,15	183,49	0,83	38,2
	6307k	5,69 - 5,72	0,108	0,018	0,43					
	6304	5,72 - 5,75	0,117	0,012	0,51	17,10	-0,02	162,96	-0,30	72,3
	6242	5,76 - 5,79	0,105	0,012	0,56	16,66	-0,13	166,99	0,64	67,8
	6378	6,11 - 6,13	0,115	0,016	0,66	16,89	-0,05	185,05	0,60	81,9

## Rakennetut näytteet

Koe nro	Piste	Syvyys [m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h <sub>0</sub> [cm]	γ <sub>0</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	w <sub>0</sub> [%]	e <sub>0</sub> [-]	Sr [%]	λ <sub>i</sub> [-]
6361Rec1	1	1,09-1,10	15,90	1,5	14,9	86,7	2,472	100	0,319
6362Rec2	1	2,19-2,29	15,90	1,5	14,7	96,0	2,570	100	0,346
6365Rec5	3	2,67-2,77	15,90	1,5	16,0	76,4	2,010	100	0,299
6364Rec4	1	3,40-3,47	15,90	1,5	15,4	83,0	2,260	100	0,235
6363Rec3	1	4,96-5,05	15,90	1,5	17,7	46,2	1,190	100	0,112



## Liite 6. Konsolidointikokeiden tulokset

[illegible]

Loading step	1.9.2014 TIME	h-reading	dh	BYR	dV	A	P		σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	u	True strains			ε <sub>S</sub>	ε <sub>3</sub>	ε <sub>4</sub>	ln v	q	p'	q/p'	ln p'			
							add	total				ε <sub>1</sub>	ε <sub>2</sub>	v=e+1									p	kPa	kPa
n.o	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372	CAD6372				
17h	23.735	0.126	3.97	3.97	19.48	0.000	0.000	6.0	7.35	0.0	0.013	0.021	0.004	0.006	3.143	1.145	1.145	1.145	1.35	6.45	0.210	1.864			
2	23.245	0.176	5.83	5.83	19.39	0.000	0.000	10.0	11.15	0.0	0.018	0.030	0.006	0.008	3.113	1.135	1.135	1.135	1.15	10.38	0.111	2.340			
3	23.061	0.194	6.89	6.89	19.32	0.100	0.100	13.0	14.51	0.0	0.020	0.036	0.008	0.008	3.093	1.130	1.130	1.130	1.51	10.38	0.112	2.603			
4	22.888	0.211	8.10	8.10	19.23	0.100	0.200	16.0	17.87	0.0	0.021	0.042	0.010	0.007	3.075	1.123	1.123	1.123	1.87	16.62	0.113	2.811			
5	22.649	0.235	9.87	9.87	19.10	0.100	0.300	19.0	21.24	0.0	0.024	0.052	0.014	0.007	3.047	1.114	1.114	1.114	2.24	19.75	0.113	2.983			
6	22.381	0.262	12.71	12.71	18.86	0.100	0.400	22.0	24.63	0.0	0.027	0.067	0.020	0.004	3.000	1.099	1.099	1.099	2.63	22.88	0.115	3.130			
7	22.136	0.286	14.56	14.56	18.72	0.100	0.500	25.0	28.01	0.0	0.029	0.078	0.024	0.003	2.970	1.089	1.089	1.089	3.01	26.00	0.116	3.258			
8	21.712	0.329	17.07	17.07	18.54	0.100	0.600	28.0	31.41	0.0	0.034	0.092	0.029	0.003	2.929	1.075	1.075	1.075	3.41	29.14	0.117	3.372			
9	21.306	0.369	19.76	19.76	18.34	0.100	0.700	31.0	34.82	0.0	0.038	0.107	0.035	0.002	2.885	1.060	1.060	1.060	3.82	32.27	0.118	3.474			
10	21.249	0.375	19.63	19.63	18.36	-0.200	0.500	25.0	28.07	0.0	0.038	0.106	0.034	0.003	2.887	1.060	1.060	1.060	3.07	26.02	0.118	3.259			
11	21.273	0.373	19.37	19.37	18.38	-0.175	0.325	20.0	22.41	0.0	0.038	0.105	0.033	0.003	2.891	1.062	1.062	1.062	2.41	20.80	0.116	3.033			
12	21.336	0.366	19.01	19.01	18.41	-0.150	0.175	15.0	16.9	0.0	0.037	0.103	0.033	0.003	2.897	1.064	1.064	1.064	1.88	15.63	0.120	2.749			
13	21.589	0.343	18.17	18.17	18.45	-0.175	0.000	10.0	11.2	0.0	0.035	0.098	0.031	0.002	2.911	1.069	1.069	1.069	1.21	10.40	0.116	2.342			
14	21.268	0.373	18.94	18.94	18.43	1.825	1.825	10.0	20.9	0.0	0.038	0.102	0.032	0.004	2.888	1.064	1.064	1.064	10.93	13.64	0.801	2.613			
15	20.879	0.412	19.60	19.60	18.43	0.650	2.475	13.0	27.2	0.0	0.042	0.106	0.032	0.007	2.888	1.060	1.060	1.060	14.22	17.74	0.801	2.876			
16	20.175	0.483	20.71	20.71	18.45	0.650	3.125	16.0	33.5	0.0	0.050	0.122	0.031	0.012	2.869	1.054	1.054	1.054	17.49	21.83	0.801	3.083			
17	18.673	0.633	22.79	22.79	18.53	0.650	3.775	19.0	39.7	0.0	0.066	0.124	0.029	0.024	2.836	1.042	1.042	1.042	20.70	25.90	0.799	3.254			
18	15.608	0.939	25.94	25.94	18.81	0.650	4.425	22.0	45.6	0.0	0.099	0.143	0.022	0.052	2.784	1.024	1.024	1.024	23.63	29.88	0.791	3.397			
19	12.591	1.241	31.16	31.16	18.86	0.650	5.075	25.0	51.8	0.0	0.134	0.174	0.020	0.076	2.699	0.993	0.993	0.993	26.78	32.69	0.789	3.524			
20	10.884	1.412	33.58	33.58	18.95	0.650	5.725	28.0	57.9	0.0	0.154	0.189	0.018	0.091	2.659	0.978	0.978	0.978	29.85	37.95	0.787	3.636			
21	10.867	1.413	33.53	33.53	18.96	-1.300	4.425	22.0	45.4	0.0	0.154	0.189	0.017	0.091	2.660	0.978	0.978	0.978	23.43	29.81	0.786	3.395			
22	11.008	1.399	33.21	33.21	18.97	-1.300	3.125	16.0	33.0	0.0	0.152	0.187	0.017	0.090	2.665	0.980	0.980	0.980	17.02	21.67	0.785	3.076			
23	11.008	1.399	33.20	33.20	18.97	-1.300	1.825	10.0	20.6	0.0	0.152	0.187	0.017	0.090	2.666	0.980	0.980	0.980	10.61	13.54	0.784	2.605			
24	3d19h	1.278	31.02	31.02	18.96	-1.300	0.525	4.0	8.2	0.0	0.138	0.174	0.018	0.081	2.701	0.994	0.994	0.994	4.21	5.40	0.779	1.687			
25	1.5h	1.263	30.84	30.84	18.94	-0.525	0.000	4.0	5.5	0.0	0.137	0.173	0.018	0.079	2.704	0.995	0.995	0.995	1.50	4.50	0.333	1.504			
26	DIAPHR																								

CAD6373

ÖSTERSUNDOM

CAD6373

ÖSTERSUNDOM

TEST TYPE:

CAD6373

TEST SITE:

ÖSTERSUNDOM

TEST NUMBER:

CAD6373

DATE: 5.3.2015 SK

DEPTH: 2,72-2,89

HKI GEO

3pÖ51 S12

TITLE:

POINT:

Cell no

244p

Test start date

1.9.2014ML&J.V

Shearing date

.2014.JV

Mass of the piston

0.33

Area of the piston (cm2)

1

Cell pressure (kPa)

Air pressure mbar

Soil type

NO

Clay-%=

no

Cu(kPa)=

Ip (%)=

wP (%)=

Specific gravity (g/cm3)

2.77

Rate (%/hour)

Force measurement

Displacement measurement

Pore pressure measurement

Temperature (°C)

IIsa

Humus-%

CI

51,89

0

0

q/p' =

0.81

u<sub>w</sub> =

0

p (max) =

28.8

p' (max) =

q/p' =

0.12

u<sub>w</sub> =

0

p (max) =

41.7

p' (max) =

Yield

Yield

p' =

q =

p' =

q =

1. LOADING

2. LOADING

q/p' =

0.81

u<sub>w</sub> =

0

p (max) =

28.8

p' (max) =

q/p' =

0.12

u<sub>w</sub> =

0

p (max) =

41.7

p' (max) =

Yield

Yield

p' =

q =

p' =

q =

t = 1d (in test t = 1d)

BEFORE CONSOLIDATION

AFTER CONS.

AFTER SHEAR

BEFORE CONSOLIDATION

AFTER SHEAR

Diameter (cm)

d0=

5

d1=

5,000

d2=

5,000

Cradle + moist. (g)

647,77

Height (cm)

h0=

10

h1=

10,00

h2=

10,000

Cradle (g)

340,83

Area (cm2)

A0=

19,635

A1=

19,635

A2=

19,635

Moist sample (g)

306,94

Volume(cm3)

V0=

196,35

V1=

196,35

V2=

196,35

Dry sample (g)

176,63

Density (g/cm3)

Th0

1,563

Th1

1,563

Th2

1,563

Water (g)

130,31

Dry density (g/cm3)

KuT0

0,900

KuT1

0,900

KuT2

0,900

Moist sample (g)

73,8

Void ratio

e0=

2,079

e1=

2,079

e2=

2,079

Bulk density (kN/m3)

15,33

Porosity

n0=

67,5

n1=

67,5

n2=

67,5

Dry sample (g)

Water (g)

Degree of saturation

Sr0=

98

Sr1=

98,3

Sr2=

98,3

Water content (%)

31

Change of mass (g)

-34,21

Average (%)

54,4

MEASURED SAMPLE AFTER THE TEST

MEASURED sample diameter and height after the test (mm)

Mean diameter after the test (d2meas.) (cm)

4,88

Height of the sample after the test (h2meas.) (cm)

8,57

Number of diameter measurements

10

LOSS OF WATER DURING THE CONSOLIDATION

Change of volume dVc (cm3) = (g)=

Settlement during the consolidation dh (cm)=

Byrette reading at the beginning of the consolidation (cm3)=

Removal of water (cm3)

Second removal of water (cm3)

Third removal of water (cm3)

Fourth removal of water (cm3)

0

CHANGE OF DIAL GAUGE READING DURING THE TEST

Dial gauge reading at the beginning

Change of dial gauge reading

Second change of dial gauge reading

25

Loading step	1.9.2014		h-reading	dh	BYR	dV	A	P		σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	u	True strains		ε <sub>3</sub>	ε <sub>S</sub>	ν <sub>e+1</sub>	ln ν	q	p <sup>-</sup>	q/p <sup>-</sup>	ln p <sup>-</sup>
	TIME	h:m:s						P	total				P	add								
n:o	CAD6373	CAD6373	mm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	kg	kg	kPa	kPa	kPa	kPa	ε <sub>3</sub>	ε <sub>S</sub>	ν <sub>e+1</sub>	ln ν	q	p <sup>-</sup>	q/p <sup>-</sup>	ln p <sup>-</sup>
1	17h	CAD6373	24.439	0.056	5.71	5.71	5.71	19.17	0.000	0.000	4.0	5.48	0.0	0.006	0.012	-0.004	2.990	1.095	1.48	4.49	0.329	1.503
2	1d	CAD6373	21.855	0.315	9.17	9.17	9.17	19.33	0.575	0.575	4.0	8.39	0.0	0.032	0.048	0.016	2.936	1.077	4.39	5.46	0.803	1.698
3	1d	CAD6373	20.463	0.454	12.08	12.08	12.08	19.30	1.025	1.025	6.0	16.57	0.0	0.047	0.064	0.009	2.890	1.061	6.57	8.19	0.803	2.103
4	1d	CAD6373	19.335	0.567	14.67	14.67	14.67	19.26	1.475	1.475	8.0	22.78	0.0	0.059	0.078	0.033	2.849	1.047	8.78	10.93	0.803	2.391
5	1d	CAD6373	18.295	0.671	17.06	17.06	17.06	19.22	1.925	1.925	10.0	20.99	0.0	0.070	0.092	0.011	2.812	1.034	10.99	13.66	0.804	2.615
6	1d	CAD6373	17.367	0.763	19.34	19.34	19.34	19.16	2.375	2.375	12.0	25.22	0.0	0.080	0.105	0.012	2.776	1.021	13.22	16.41	0.806	2.798
7	1d	CAD6373	15.969	0.903	22.02	22.02	22.02	19.16	3.075	3.075	15.0	31.64	0.0	0.095	0.120	0.055	2.734	1.006	16.64	20.55	0.810	3.023
8	1d	CAD6373	14.169	1.083	25.18	25.18	25.18	19.20	3.775	3.775	18.0	38.03	0.0	0.116	0.139	0.069	2.684	0.987	20.03	24.68	0.812	3.206
9	1d	CAD6373	12.224	1.278	28.51	28.51	28.51	19.24	4.475	4.475	21.0	44.40	0.0	0.138	0.158	0.010	2.632	0.968	23.40	28.80	0.812	3.360
10	0.5h	CAD6373	12.226	1.277	28.48	28.48	28.48	19.25	3.775	3.775	18.0	37.98	0.0	0.138	0.158	0.010	2.632	0.968	19.98	24.66	0.810	3.205
11	1h	CAD6373	12.259	1.274	28.25	28.25	28.25	19.26	3.075	3.075	15.0	31.56	0.0	0.138	0.157	0.010	2.636	0.969	16.56	20.52	0.807	3.021
12	1h	CAD6373	12.411	1.259	27.93	27.93	27.93	19.27	-1.100	1.975	10.0	21.2	0.0	0.136	0.155	0.010	2.641	0.971	11.21	13.74	0.816	2.620
13	2h	CAD6373	12.715	1.229	27.32	27.32	27.32	19.27	-0.950	1.025	6.0	12.6	0.0	0.132	0.151	0.010	2.651	0.975	6.58	8.19	0.804	2.104
14	1d	CAD6373	13.763	1.124	25.41	25.41	25.41	19.26	-1.025	0.000	4.0	5.5	0.0	0.120	0.140	0.010	2.681	0.986	1.47	4.49	0.328	1.502
15	1d	CAD6373	13.868	1.113	25.88	25.88	25.88	19.18	0.000	0.000	10.0	11.2	0.0	0.119	0.143	0.012	2.673	0.983	1.17	10.39	0.112	2.341
16	1d	CAD6373	13.634	1.137	27.07	27.07	27.07	19.10	0.175	0.175	15.0	16.8	0.0	0.122	0.150	0.014	2.655	0.976	1.81	15.60	0.116	

CAD6394

TEST TYPE:

ÖSTERSUNDOM

TEST SITE:

CAD6394

TEST NUMBER:

242p

Cell no

21.10.2014MLö&SK

Test start date

no

Shearing date

0.33

Mass of the piston

1

Area of the piston (cm2)

Cell pressure (kPa)

Air pressure mbar

CAD6394

TEST TYPE:

ÖSTERSUNDOM

TEST SITE:

CAD6394

TEST NUMBER:

HKI GEO

DEPTH:

3BpÖ49 St2 teräs

DEPTH:

DATE:

6.3.2015 SK

1.41-1.51

DEPTH:

TEST ARRANGEMENTS

1. LOADING

2. LOADING

q/p' = 0.11

q/p' = 0.72

u<sub>w</sub> = 0

u<sub>w</sub> = -

p (max) = 32.2

p (max) = 34.7

p' (max) =

p' (max) =

Yield

Yield

p' =

p' =

q =

q =

t = td (in test t = td)

t = td (in test t = td)

DETERMINATION OF WATER CONTENT

BEFORE CONSOLIDATION

AFTER SHEAR

AFTER SHEAR

d0= 5

d1= 5.000

d2= 10.000

d2= 10.000

Cup no

h0= 10

h1= 10.00

h2= 19.635

h2= 19.635

Cup no

A0= 19.635

A1= 19.635

A2= 19.635

A2= 19.635

Cup (g)

V0= 196.35

V1= 196.35

V2= 196.35

V2= 196.35

Cup (g)

TiH0 1.565

TiH1 1.565

TiH2 1.565

TiH2 1.565

Cup + moist (g)

Ku,Ti0 0.906

Ku,Ti1 0.906

Ku,Ti2 0.906

Ku,Ti2 0.906

Cup + dry (g)

e0= 2.078

e1= 2.078

e2= 2.078

e2= 2.078

Moist sample (g)

n0= 67.51

n1= 67.5

n2= 67.5

n2= 67.5

Dry sample (g)

Sr0= 98

Sr1= 97.6

Sr2= 97.6

Sr2= 97.6

Water (g)

Water content (%)

Average (%)

MEASURED SAMPLE AFTER THE TEST

Mean diameter after the test (d2meas.) (cm)

Height of the sample after the test (h2meas.) (cm)

Number of diameter measurements

44

4.79

9.58

27.50

4.79

9.58

55.65

4.79

9.58

45.15

4.79

9.58

28.15

4.79

9.58

17.65

4.79

9.58

10.50

4.79

9.58

59.5

4.79

9.58

LOSS OF WATER DURING THE CONSOLIDATION

Change of volume dVc (cm3) = (g)=

Settlement during the consolidation dh (cm)=

Byrette reading at the beginning of the consolidation (cm3)=

Removal of water (cm3)

Second removal of water (cm3)

Third removal of water (cm3)

Fourth removal of water (cm3)

0

0

0

0

0

0

0

CHANGE OF DIAL GAUGE READING DURING THE TEST

Dial gauge reading at the beginning

Change of dial gauge reading

Second change of dial gauge reading

25

Loading step	21.10.2014		h-reading	dh	BYR	dV	A	P	P	P	σ <sub>1</sub>	u	True strains			ε <sub>S</sub>	v=ε+1	ln v	q	p'	q/p'	ln p'									
	TIME	h: m:s											cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>								kg	kg	kg	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
n:o	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394	CAD6394									
1	16h	23.704	0.130	4.16	4.16	4.16	19.47	0.000	0.000	0.000	7.35	0.0	0.013	0.022	0.004	0.006	3.013	1.103	1.4	6.5	0.210	1.864									
2	1d	23.453	0.155	5.81	5.81	5.81	19.35	0.000	0.000	0.000	11.16	0.0	0.016	0.030	0.007	0.006	2.987	1.094	1.2	10.4	0.111	2.340									
3	1d	23.253	0.175	7.09	7.09	7.09	19.26	0.100	0.100	0.100	14.51	0.0	0.018	0.037	0.010	0.005	2.967	1.088	1.5	13.5	0.112	2.603									
4 *	1d(3d)	23.088	0.191	8.06	8.06	8.06	19.20	0.082	0.182	0.182	17.78	0.0	0.019	0.042	0.011	0.005	2.952	1.082	1.8	16.6	0.107	2.809									
5	1d	22.880	0.212	10.00	10.00	10.00	19.04	0.100	0.282	0.282	21.15	0.0	0.022	0.053	0.016	0.004	2.921	1.072	2.2	19.7	0.109	2.982									
6	1d	22.718	0.228	11.27	11.27	11.27	18.94	0.100	0.382	0.382	24.53	0.0	0.023	0.060	0.018	0.003	2.901	1.065	2.5	22.8	0.111	3.129									
7	1d	22.482	0.252	12.96	12.96	12.96	18.81	0.100	0.482	0.482	27.90	0.0	0.026	0.069	0.022	0.003	2.875	1.056	2.9	26.0	0.112	3.257									
8	1d	22.250	0.275	14.66	14.66	14.66	18.68	0.100	0.582	0.582	31.29	0.0	0.028	0.078	0.025	0.002	2.848	1.047	3.3	29.1	0.113	3.371									
9	1d(3d)	22.009	0.299	16.30	16.30	16.30	18.56	0.100	0.682	0.682	34.68	0.0	0.030	0.087	0.028	0.001	2.823	1.038	3.7	32.2	0.114	3.473									
10	22h	21.869	0.313	18.80	18.80	18.80	18.33	-0.200	0.482	0.482	27.98	0.0	0.032	0.102	0.035	-0.002	2.783	1.024	3.0	26.0	0.115	3.258									
11	1d	21.892	0.311	18.99	18.99	18.99	18.30	-0.200	0.282	0.282	21.24	0.0	0.032	0.102	0.035	-0.002	2.780	1.023	2.2	19.7	0.113	2.983									
12	1d	22.041	0.296	18.85	18.85	18.85	18.29	-0.200	0.082	0.082	14.5	0.0	0.030	0.102	0.036	-0.004	2.783	1.023	1.5	13.5	0.111	2.603									
13	1d	22.127	0.287	19.10	19.10	19.10	18.25	-0.082	0.000	0.000	11.2	0.0	0.029	0.103	0.037	-0.005	2.779	1.022	1.2	10.4	0.118	2.343									
14	1d(3d)	22.275	0.272	18.51	18.51	18.51	18.28	0.000	0.000	0.000	5.6	0.0	0.028	0.100	0.036	-0.005	2.788	1.025	1.6	4.5	0.343	1.508									
15	3h	22.340	0.266	18.66	18.66	18.66	18.25	0.410	0.410	0.410	9.6	0.0	0.027	0.100	0.037	-0.006	2.786	1.024	3.6	7.2	0.505	1.976									
16	19h	22.283	0.272	18.96	18.96	18.96	18.23	0.375	0.785	0.785	6.0	0.0	0.028	0.102	0.037	-0.006	2.781	1.023	5.7	7.9	0.718	2.066									
17	1d	22.175	0.282	19.27	19.27	19.27	18.22	0.375	1.160	1.160	15.6	0.0	0.029	0.104	0.038	-0.006	2.776	1.021	7.6	10.5	0.720	2.354									
18	1d	22.049	0.295	19.57	19.57	19.57	18.22	0.375	1.535	1.535	10.0	0.0	0.030	0.106	0.038	-0.005	2.771	1.019	9.5	13.2	0.721	2.577									
19	1d	21.916	0.308	19.84	19.84	19.84	18.21	0.375	1.910	1.910	12.0	0.0	0.031	0.107	0.038	-0.004	2.767	1.018	11.4	15.8	0.722	2.760									
20	1d(3d)	21.747	0.325	20.28	20.28	20.28	18.20	0.375	2.285	2.285	14.0	0.0	0.033	0.110	0.038	-0.003	2.760	1.015	13.3	18.4	0.722	2.915									
21	1d	21.528	0.347	20.92	20.92	20.92	18.17	0.375	2.660	2.660	16.0	0.0	0.035	0.113	0.039	-0.002	2.750	1.012	15.3	21.1	0.723	3.049									
22	21h	21.309	0.369	21.42	21.42	21.42	18.16	0.375	3.035	3.035	18.0	0.0	0.038	0.116	0.039	-0.001	2.742	1.009	17.2	23.7	0.724	3.167									
23	1d	20.946	0.405	22.14	22.14	22.14	18.16	0.375	3.410	3.410	20.0	0.0	0.042	0.120	0.039	0.001	2.731	1.005	19.1	26.4	0.724	3.272									
24	1d	20.513	0.449	23.10	23.10	23.10	18.14	0.375	3.785	3.785	22.0	0.0	0.046	0.126	0.040	0.004	2.716	0.999	21.0	29.0	0.725	3.368									
25	1d(3d)	19.919	0.508	23.79	23.79	23.79	18.18	0.625	4.410	4.410	24.0	0.0	0.052	0.130	0.039	0.009	2.705	0.995	24.2	32.1	0.756	3.468									
26	1d	19.049	0.595	25.02	25.02	25.02	18.22	0.375	4.785	4.785	26.0	0.0	0.062	0.137	0.038	0.016	2.686	0.988	26.1	34.7	0.752	3.547									
27	4h	19.017	0.598	25.03	25.03	25.03	18.22	-0.750	4.035	4.035	22.0	0.0	0.062	0.137	0.037	0.016	2.686	0.988	22.3	29.4	0.757	3.382									
28	1d	18.907	0.609	25.03	25.03	25.03	18.24	-0.750	3.285	3.285	18.0	0.0	0.063	0.137	0.037	0.017	2.686	0.988	18.4	24.1	0.764	3.184									
29	18h	19.001	0.600	24.97	24.97	24.97	18.23	-0.750	2.535	2.535	14.0	0.0	0.062	0.137	0.037	0.016	2.687	0.988	14.64	18.9	0.776	2.938									
30	4h	19.126	0.587	24.71	24.71	24.71	18.24	-0.590	1.785	1.785	10.0	0.0	0.061	0.135	0.037	0.016	2.691	0.990	10.83	13.6	0.796	2.611									
31	1d	19.498	0.550	23.95	23.95	23.95	18.24	-0.750	1.035	1.035	6.0	0.0	0.057	0.131	0.037	0.013	2.703	0.994	7.01	8.3	0.841	2.121									
32	1h	19.610	0.539	23.81	23.81	23.81	18.24	-0.410	0.625	0.625	4.0	0.0	0.056	0.130	0.037	0.012	2.705	0.995	4.9	5.6	0.872	1.730									
PURKU																															
HUOM!																															
Kuormitusportailia 4 (σ <sub>1</sub> =16kPa, σ <sub>1</sub> =17.8kPa) 1d:n arvot interpoloitu, koskia mitatutione of epäkunnossa																															

AALTO-university SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING TRIAXIAL TEST

TEST TYPE:	CAO6395	DATE:	9.3.2015 SK
TEST SITE:	OSTERSUNDOM	HKI GEO	DEPTH:
TEST NUMBER:	CAD6395	3pO50 S12 teräs	

Cell no	244p	NO	Soil type	II Sa	CI
Test start date	21.10.2014 ML&SK		Clay-%=	67,12	Humus-% = 0
Shearing date			Cu(kPa)=		
Mass of the piston	0.33		Ip (%)=		
Area of the piston (cm <sup>2</sup> )	1		wL (%)=		
Cell pressure (kPa)			wP (%)=		
Air pressure mbar			Specific gravity (g/cm <sup>3</sup> )		2.77

1. LOADING		2. LOADING	
q/p' =	0.71	q/p' =	0.11
u <sub>w</sub> =	0	u <sub>w</sub> =	-
p (max) =	23.6	p (max) =	44.8
p' (max) =		p' (max) =	
Yield		Yield	
p' =		p' =	
q =		q =	
t = 1d (in test t = 1d)			

DETERMINATION OF WATER CONTENT

BEFORE CONSOLIDATION		AFTER SHEAR		AFTER SHEAR	
d0=	5	d1=	5,000	d2=	5,000
h0=	10	h1=	10,00	h2=	10,000
A0=	19,635	A1=	19,635	A2=	19,635
V0=	196,35	V1=	196,35	V2=	196,35
Th0	1,546	Th1	1,546	Th2	1,546
Dry density (g/cm <sup>3</sup> )		KuT10	0,860	KuT12	0,860
Void ratio		e1=	2,221	e2=	2,221
Porosity		n1=	69,0	n2=	69,0
Degree of saturation		Sr1=	99,5	Sr2=	99,5
		CHECK FOR LEAKS		Water (g)	
		Change of volume (cm <sup>3</sup> )		0,00	
		Change of mass (g)		-22,88	
				Average (%)	
				66,4	

BEFORE CONSOLIDATION		AFTER SHEAR	
Cradle + moist. (g)	644,34	Cup no	307
Cradle (g)	340,83	Cup (g)	54,77
Moist sample (g)	303,51	Cup + moist (g)	197,84
Dry sample (g)	168,85	Cup + dry (g)	138,90
Water (g)	134,66	Moist sample (g)	143,07
Water content (%)	79,8	Dry sample (g)	84,13
Bulk density (kN/m <sup>3</sup> )	15,16	Water (g)	58,94
Water content (%)		Water content (%)	70,1

WATER CONTENT (the trimmings of the sample)	
Cup no	159
Cup (g)	28,99
Cup + moist (g)	52,60
Cup + dry (g)	41,53
Moist sample (g)	23,61
Dry sample (g)	12,54
Water (g)	11,07
Water content (%)	88,3

MEASURED SAMPLE AFTER THE TEST	
Mean diameter after the test (d <sub>2meas</sub> )(cm)	4.80
Height of the sample after the test (h <sub>2meas</sub> .) (cm)	9.54
Number of diameter measurements	

Measured sample diameter and height after the test (mm)	
h	48,75
	48,18
	47,99
	47,85
	48

LOSS OF WATER DURING THE CONSOLIDATION

Change of volume dVc (cm <sup>3</sup> ) = (g)=	
Settlement during the consolidation dh (cm)=	0
Byrette reading at the beginning of the consolidation (cm <sup>3</sup> )=	
Removal of water (cm <sup>3</sup> )	
Second removal of water (cm <sup>3</sup> )	
Third removal of water (cm <sup>3</sup> )	
Fourth removal of water (cm <sup>3</sup> )	

CHANGE OF DIAL GAUGE READING DURING THE TEST

Dial gauge reading at the beginning	25
Change of dial gauge reading	
Second change of dial gauge reading	

[illegible]



CAD6409

TEST TYPE:

CAD6409

TEST SITE:

CAD6409

TEST NUMBER:

2.12.2014

ML&SK

no

0.33

1

974...1027

244p

Rate (%/hour)

Force measurement

Displacement measurement

Pore pressure measurement

Temperature ( °C)

HK1 GEO

38p058 Si2 teras

DEPTH:

DATE:

9.3.2015 SK

5.9-6.0

1. LOADING

2. LOADING

Cell no

Test start date

Shearing date

Mass of the piston

Area of the piston (cm<sup>2</sup>)

Cell pressure (kPa)

Air pressure mbar

244p

2.12.2014

ML&SK

no

0.33

1

974...1027

NO

no

21...23

Soil type

Clay-%=

c<sub>u</sub>(kPa)=

Ip (%)=

WP (%)=

Specific gravity (g/cm<sup>3</sup>)

pycn

2.77

siSa

Humus-%

wl (%)=

0

103.9

Yield

Yield

p' =

q =

q/p' =

u<sub>w</sub>=

p (max) =

p' (max) =

0.11

0

75.7

0.71

q/p' =

u<sub>w</sub>=

p (max) =

p' (max) =

0.11

0

75.7

0.71

BEFORE CONSOLIDATION

DETERMINATION OF WATER CONTENT

AFTER SHEAR

AFTER CONS.

BEFORE CONSOLIDATION

AFTER SHEAR

AFTER SHEAR

Diameter (cm)

Height (cm)

Area (cm<sup>2</sup>)

Volume(cm<sup>3</sup>)

Density (g/cm<sup>3</sup>)

Dry density (g/cm<sup>3</sup>)

Void ratio

Porosity

Degree of saturation

d0=

h0=

A0=

V0=

Th0

KuTi0

e0=

n0=

Sr0=

5

10

19.635

196.35

1.862

1.380

1.007

50.18

96

d1=

h1=

A1=

V1=

Th1

KuTi1

e1=

n1=

Sr1=

5.000

10.00

19.635

196.35

1.862

1.380

1.007

50.2

96.1

d2=

h2=

A2=

V2=

Th2

KuTi2

e2=

n2=

Sr2=

5.000

10.000

19.635

196.35

1.862

1.380

1.007

50.2

96.1

Cradle (g)

Moist sample (g)

Dry sample (g)

Water (g)

Water content (%)

Bulk density (kN/m<sup>3</sup>)

CHECK FOR LEAKS

Change of volume (cm<sup>3</sup>)

Change of mass (g)

706.49

340.83

365.66

270.94

94.72

35.0

18.26

50.2

96.1

Cup no

Cup (g)

Cup + moist (g)

Cup + dry (g)

Moist sample (g)

Dry sample (g)

Water (g)

Water content (%)

Average (%)

307

56.57

227.64

190.57

171.07

134.00

37.07

27.7

29.1

Top

Middle

Bottom

357

56.57

227.64

190.57

171.07

134.00

37.07

27.7

29.1

Measured sample diameter and height after the test (mm)

h

48.85

48.67

48.63

48.84

48.54

48.61

48.84

48.8

MEASURED SAMPLE AFTER THE TEST

LOSS OF WATER DURING THE CONSOLIDATION

Mean diameter after the test (d2meas.)(cm)

Height of the sample after the test (h2meas.)(cm)

Number of diameter measurements

4.87

9.49

10

Change of volume dVc (cm<sup>3</sup>) = (g)=

Settlement during the consolidation dh (cm)=

Byrette reading at the beginning of the consolidation (cm<sup>3</sup>)=

Removal of water (cm<sup>3</sup>)

Second removal of water (cm<sup>3</sup>)

Third removal of water (cm<sup>3</sup>)

Fourth removal of water (cm<sup>3</sup>)

0

0

0

0

0

0

CHANGE OF DIAL GAUGE READING DURING THE TEST

Dial gauge reading at the beginning

Change of dial gauge reading

Second change of dial gauge reading

25

Loading step	2.12.2014		h-reading	dh	BYR	dV	A	P		σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	u	True strains		ε <sub>S</sub>	v=ε+1	ln v	q	p'	q/p'	ln p'		
	TIME	h:m:s						P	add				kg	total								P	kg
n:o	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409	CAD6409		
1	1	16.5h	24.513	0.049	6.00	6.00	19.13	-0.230	-0.229	10.0	10.00	0.0	0.005	0.032	-0.006	1.946	0.666	0.0	10.0	0.000	2.302		
2	2	20.5h	24.026	0.097	6.13	6.13	19.21	0.230	0.000	10.0	11.16	0.0	0.010	0.032	-0.001	1.945	0.665	1.2	10.4	0.112	2.341		
3	3	20h	23.680	0.132	7.81	7.81	19.11	0.325	0.325	20.0	22.32	0.0	0.013	0.041	0.000	1.928	0.656	2.3	20.8	0.111	3.034		
4	4	1d	23.379	0.162	9.27	9.27	19.02	0.325	0.650	30.0	33.48	0.0	0.016	0.049	0.000	1.913	0.648	3.5	31.2	0.112	3.439		
5	5	1d(3d)	23.211	0.179	10.57	10.57	18.92	0.325	0.975	40.0	44.65	0.0	0.018	0.056	-0.001	1.899	0.642	4.7	41.6	0.112	3.727		
6	6	1d	22.985	0.202	11.89	11.89	18.83	0.325	1.300	50.0	55.84	0.0	0.020	0.063	-0.001	1.886	0.634	5.8	51.9	0.112	3.950		
7	7	1d	22.738	0.226	13.13	13.13	18.75	0.325	1.625	60.0	67.03	0.0	0.023	0.070	0.000	1.873	0.628	7.0	62.3	0.113	4.133		
8	8	1d	22.411	0.259	14.32	14.32	18.69	0.325	1.950	70.0	78.22	0.0	0.026	0.076	0.001	1.861	0.621	8.2	72.7	0.113	4.287		
9	9	1d	22.077	0.292	15.52	15.52	18.63	0.325	2.275	80.0	89.42	0.0	0.030	0.083	0.002	1.849	0.615	9.4	83.1	0.113	4.421		
10	10	1d(3d)	21.834	0.317	16.67	16.67	18.56	0.325	2.600	90.0	100.64	0.0	0.032	0.089	0.002	1.837	0.608	10.6	93.5	0.114	4.538		
11	11	1d	21.566	0.343	17.51	17.51	18.52	0.325	2.925	100.0	111.84	0.0	0.035	0.094	0.004	1.828	0.603	11.8	103.9	0.114	4.644		
12	12	5.5h	21.546	0.345	17.25	17.25	18.55	-0.650	2.275	80.0	89.46	0.0	0.035	0.093	0.004	1.831	0.605	9.5	83.2	0.114	4.421		
13	13	19h	21.581	0.342	17.12	17.12	18.56	-0.650	1.625	60.0	67.1	0.0	0.035	0.092	0.004	1.832	0.606	7.1	62.4	0.114	4.133		
14	14	4h	21.580	0.342	16.85	16.85	18.59	-0.650	0.975	40.0	44.7	0.0	0.035	0.090	0.005	1.835	0.607	4.7	41.6	0.114	3.728		
15	15	3h	21.576	0.342	16.31	16.31	18.64	-0.650	0.325	20.0	22.4	0.0	0.035	0.087	0.006	1.841	0.610	2.4	20.8	0.114	3.035		
16	16	18h	21.804	0.320	15.54	15.54	18.68	-0.325	0.000	10.0	11.2	0.0	0.033	0.083	0.005	1.849	0.614	1.2	10.4	0.115	2.342		
17	17	1.5h	22.211	0.279	15.36	15.36	18.62	0.800	0.800	6.0	11.6	0.0	0.028	0.082	0.001	1.850	0.615	5.6	7.9	0.175	2.064		
18	18	2h	22.041	0.296	15.61	15.61	18.63	0.750	1.550	10.0	19.4	0.0	0.030	0.084	0.027	1.848	0.614	9.4	13.1	0.714	2.574		
19	19	2h	21.870	0.313	15.93	15.93	18.62	1.000	2.550	15.3	29.6	0.0	0.032	0.085	0.027	1.845	0.612	14.3	20.1	0.714	3.000		
20	20	18.5h	21.739	0.326	16.29	16.29	18.61	1.000	3.550	20.6	39.9	0.0	0.033	0.087	0.027	1.841	0.610	19.3	27.0	0.715	3.298		
21	21	3h	21.687	0.331	16.49	16.49	18.60	1.000	4.550	25.9	50.2	0.0	0.034	0.088	0.027	1.839	0.609	24.3	34.0	0.715	3.527		
22	22	1d(2d)	21.458	0.354	16.79	16.79	18.62	1.000	5.550	31.2	60.5	0.0	0.036	0.090	0.027	1.836	0.607	29.3	41.0	0.715	3.713		
23*	23*	1d(6d)	21.269	0.373	17.09	17.09	18.62	1.000	6.550	36.5	70.8	0.0	0.038	0.092	0.008	1.833	0.606	34.3	47.9	0.715	3.870		
24	24	1d	21.141	0.386	17.04	17.04	18.65	1.000	7.550	41.8	81.0	0.0	0.039	0.092	0.009	1.833	0.606	39.2	54.9	0.714	4.005		
25	25	1d(2d)	20.984	0.402	17.33	17.33	18.65	1.000	8.550	47.1	91.3	0.0	0.041	0.093	0.010	1.830	0.604	44.2	61.8	0.714	4.124		
26	26	1d(3d)	20.767	0.423	17.85	17.85	18.64	1.000	9.550	52.4	101.6	0.0	0.043	0.096	0.011	1.825	0.602	49.2	68.8	0.715	4.231		
27	27	1d(2d)	20.502	0.450	17.91	17.91	18.68	1.000	10.550	57.7	111.7	0.0	0.046	0.096	0.014	1.824	0.601	54.0	75.7	0.714	4.327		
28	28	4h	20.427	0.457	17.92	17.92	18.70	-1.000	9.550	52.4	101.4	0.0	0.047	0.096	0.015	1.824	0.601	49.1	68.7	0.713	4.230		
29	29	19.5h	20.466	0.453	17.78	17.78	18.71	-2.000	7.550	41.8	80.9	0.0	0.046	0.096	0.025	1.826	0.602	39.0	54.8	0.713	4.004		
30	30	6h	20.728	0.427	17.04	17.04	18.73	-2.000	5.550	31.2	60.3	0.0	0.044	0.092	0.024	1.833	0.606	29.12	40.9	0.712	3.711		
31	31	17h	20.673	0.433	17.43	17.43	18.70	-2.000	3.550	20.6	39.8	0.0	0.044	0.092	0.013	1.833	0.604	19.25	27.0	0.712	3.296		
32	32	4.5h	20.687	0.431	16.99	16.99	18.74	-2.000	1.550	10.0	19.3	0.0	0.044	0.091	0.024	1.834	0.606	9.30	13.1	0.710	2.573		
33	33	0.5h	20.888	0.411	16.27	16.27	18.78	-1.550	0.000	1.7	3.3	0.0	0.042	0.087	0.013	1.841	0.610	1.6	2.2	0.728	0.808		
PURKU																							
* HUOM																							
			Käynnistyskorras 23: 1d-avo joiduttu infomoloomaan mittauskoneen virheen takia																				

CAD 6394

TEST TYPE:

CAD6410

TEST SITE:

ÖSTERSUNDOM

TEST NUMBER:

CAD6410

DATE:

9.3.2015 SK

DEPTH:

6,1-6,2

HIKI GEO

38pÖ59 St2 teräs

TITLE:

POINT:

Cell no

242p

Test start date

2.12.2014MLO&SK

Shearing date

no

Mass of the piston

0.33

Area of the piston (cm2)

1

Cell pressure (kPa)

974...1027

Air pressure mbar

1. LOADING

q/p' = 0.73

u<sub>w</sub> = 0

p (max) =

p' (max) =

Yield

Yield

p' =

q =

q/p' = 0.13

u<sub>w</sub> =

p (max) =

p' (max) =

Yield

Yield

p' =

q =

2. LOADING

q/p' =

u<sub>w</sub> =

p (max) =

p' (max) =

Yield

Yield

p' =

q =

t = 1d (in test t = 1d)

DETERMINATION OF WATER CONTENT

BEFORE CONSOLIDATION

d0=

5

h0=

10

A0=

19.635

V0=

196.35

Th0

1.888

KuT0

1.424

e0=

0.918

n0=

47.85

Sr0=

97

AFTER CONS.

d1=

5,000

h1=

10,00

A1=

19.635

V1=

196.35

Th1

1.888

KuT1

1.424

e1=

0.918

n1=

47.9

Sr1=

97.0

AFTER SHEAR

d2=

5,000

h2=

10,00

A2=

19.635

V2=

196.35

Th2

1.888

KuT2

1.424

e2=

0.918

n2=

47.9

Sr2=

97.0

BEFORE CONSOLIDATION

Cradle + moist. (g)

711,45

Cup no

340,83

Cup (g)

370,62

Cup + moist. (g)

279,52

Cup + dry(g)

91,10

Moist sample (g)

32,6

Dry sample (g)

18,51

Bulk density (kN/m3)

16,39

Water (g)

0,00

Water content (%)

-15,09

Average (%)

27,2

AFTER SHEAR

Cup no

359

Cup (g)

56,68

Cup + moist. (g)

229,23

Cup + dry(g)

191,64

Moist sample (g)

172,55

Dry sample (g)

134,96

Water (g)

37,59

Water content (%)

27,9

Average (%)

27,2

MEASURED SAMPLE AFTER THE TEST

Mean diameter after the test (d2meas.) (cm)

4,98

Height of the sample after the test (h2meas.) (cm)

9,18

Number of diameter measurements

LOSS OF WATER DURING THE CONSOLIDATION

Change of volume dVc (cm3) = (g)=

Settlement during the consolidation dh (cm)=

Byrette reading at the beginning of the consolidation (cm3)=

0

Removal of water (cm3)

Second removal of water (cm3)

Third removal of water (cm3)

Fourth removal of water (cm3)

CHANGE OF DIAL GAUGE READING DURING THE TEST

Dial gauge reading at the beginning

25

Change of dial gauge reading

Second change of dial gauge reading

WATER CONTENT (the trimmings of the sample)

Cup no

128

Cup (g)

44,73

Cup + moist (g)

96,11

Cup + dry(g)

83,87

Moist sample(g)

51,38

Dry sample(g)

39,14

Water (g)

12,24

Water content (%)

31,3

Measured sample diameter and height after the test (mm)

49,57

h

49,52

49,29

91,78

49,07

49,56

50,58

50,66

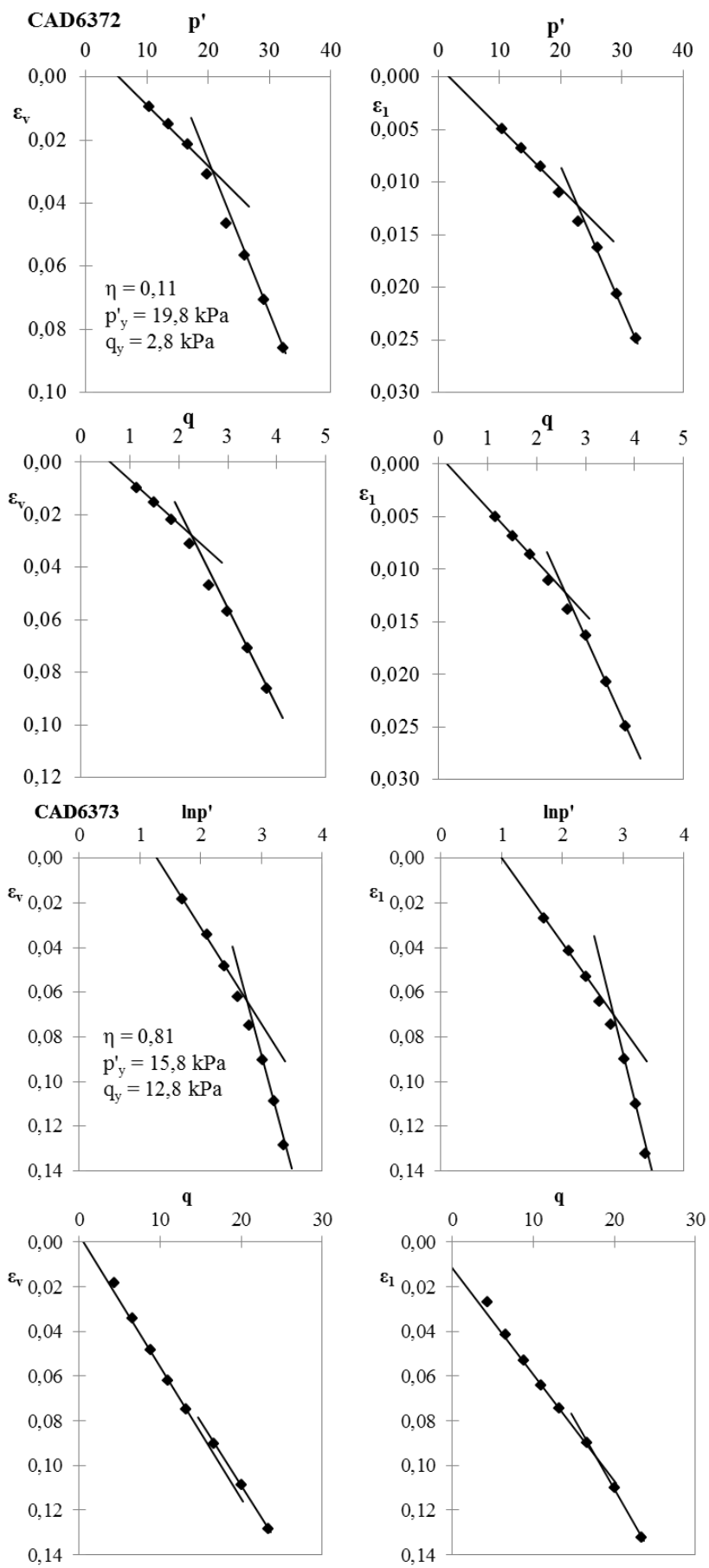
50,63

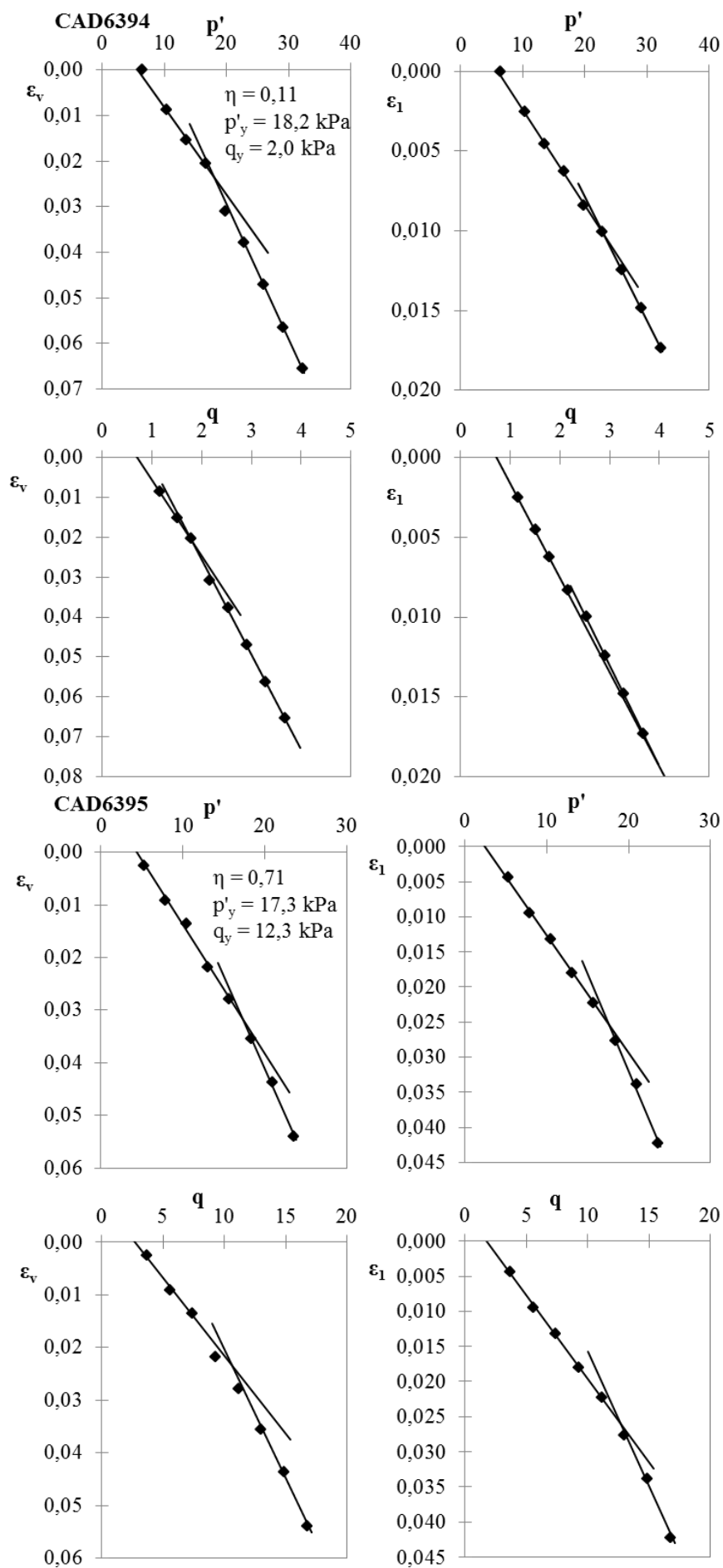
49,89

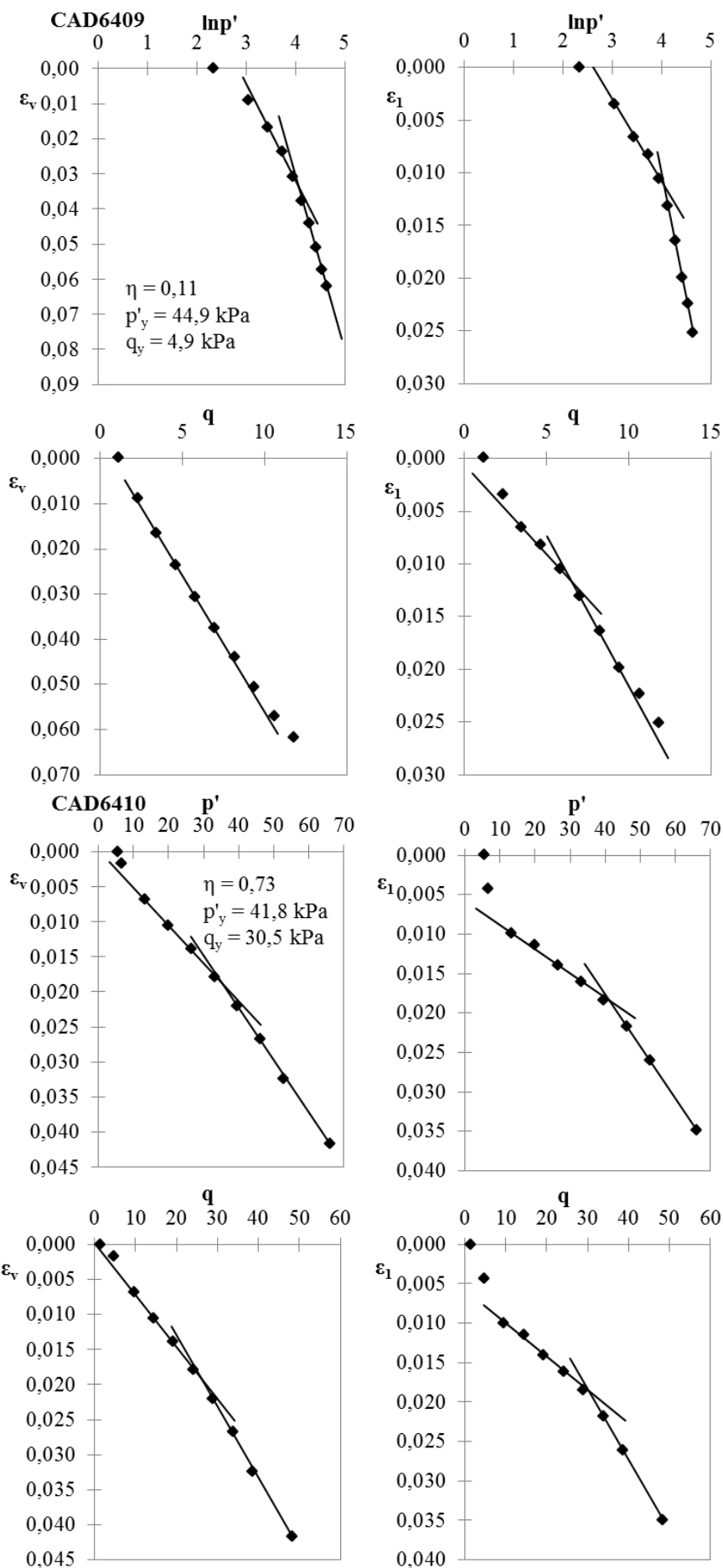
49,7

Loading step	2.12.2014		h-reading mm	dh cm	BYR cm³	dV cm³	A cm²	P		σ <sub>1</sub> kPa	u kPa	ε <sub>1</sub>	δV	ε <sub>3</sub>	ε <sub>S</sub>	v=ε+1	ln v	q kPa	p' kPa	qp'	ln p'
	TIME h:m:s	P kg						add kg	total kg												
n.o	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410	CAD6410
1	16.5h	23.392	0.161	5.69	5.69	19.38	-0.280	5.0	5.00	0.0	0.016	0.030	0.007	0.006	1.862	0.622	0.0	5.0	-0.001	1.609	
2	20.5h	23.266	0.173	5.75	5.75	19.40	0.280	5.0	6.41	0.0	0.018	0.030	0.006	0.008	1.862	0.621	1.4	5.5	0.258	1.699	
3	20h	22.841	0.216	6.07	6.07	19.45	0.670	5.0	9.79	0.0	0.022	0.037	0.005	0.011	1.858	0.620	4.8	6.6	0.726	1.886	
4	1d	22.293	0.271	7.04	7.04	19.46	1.000	10.0	19.57	0.0	0.028	0.037	0.005	0.015	1.849	0.615	9.6	13.2	0.725	2.579	
5	1d(3d)	22.147	0.285	7.75	7.75	19.41	1.000	15.0	29.38	0.0	0.029	0.041	0.006	0.016	1.842	0.611	14.4	19.8	0.727	2.985	
6	1d	21.897	0.310	8.38	8.38	19.40	1.000	3.670	39.19	0.0	0.032	0.044	0.006	0.017	1.836	0.608	19.2	26.4	0.727	3.273	
7	1d	21.698	0.330	9.12	9.12	19.36	1.000	4.670	49.03	0.0	0.034	0.048	0.007	0.018	1.829	0.604	24.0	33.0	0.728	3.497	
8	1d	21.470	0.353	9.89	9.89	19.33	1.000	5.670	58.89	0.0	0.036	0.052	0.008	0.019	1.821	0.599	28.9	42.1	0.729	3.680	
9	1d	21.156	0.384	10.76	10.76	19.30	1.000	6.670	68.75	0.0	0.039	0.057	0.009	0.020	1.813	0.595	33.8	46.3	0.730	3.834	
10	1d(3d)	20.735	0.427	11.81	11.81	19.28	1.000	7.670	78.63	0.0	0.044	0.063	0.009	0.023	1.802	0.589	38.6	52.9	0.731	3.968	
11	23h	19.903	0.510	13.50	13.50	19.27	2.000	9.670	98.31	0.0	0.053	0.072	0.010	0.029	1.787	0.580	48.3	66.1	0.731	4.191	
12	5.5h	19.916	0.508	13.28	13.28	19.29	-2.000	7.670	78.60	0.0	0.052	0.071	0.009	0.029	1.788	0.581	38.6	52.9	0.730	3.968	
13	19h	19.986	0.504	13.17	13.17	19.29	-2.000	5.670	58.9	0.0	0.052	0.070	0.009	0.029	1.789	0.582	28.9	39.6	0.730	3.680	
14	4h	20.242	0.476	12.98	12.98	19.25	-2.000	3.670	39.3	0.0	0.049	0.069	0.010	0.026	1.791	0.583	19.3	26.4	0.731	3.275	
15	3h	20.244	0.476	12.53	12.53	19.30	-2.000	1.670	19.6	0.0	0.049	0.066	0.009	0.027	1.795	0.585	9.6	13.2	0.730	2.581	
16	18h	20.405	0.460	12.07	12.07	19.32	-1.000	0.670	9.8	0.0	0.047	0.064	0.008	0.026	1.800	0.588	4.8	6.6	0.729	1.888	
17	1.5h	19.988	0.501	12.16	12.16	19.39	-0.670	0.000	11.2	0.0	0.052	0.064	0.006	0.030	1.799	0.587	1.2	10.4	0.111	2.340	
18	2h	19.915	0.509	12.58	12.58	19.36	0.375	0.375	22.5	0.0	0.052	0.067	0.007	0.030	1.795	0.585	2.5	20.8	0.122	3.037	
19	2h	19.845	0.516	12.94	12.94	19.34	0.375	0.375	33.9	0.0	0.053	0.069	0.008	0.030	1.791	0.583	3.9	31.3	0.125	3.444	
20	18.5h	20.019	0.498	13.58	13.58	19.24	0.375	1.125	45.3	0.0	0.051	0.072	0.010	0.027	1.785	0.579	5.3	41.8	0.128	3.732	
21	3h	20.089	0.491	13.89	13.89	19.19	0.375	1.500	56.7	0.0	0.051	0.074	0.012	0.026	1.782	0.578	6.7	52.2	0.129	3.956	
22	1d(3d)	20.053	0.495	14.60	14.60	19.12	0.375	1.875	68.2	0.0	0.051	0.078	0.013	0.025	1.775	0.574	8.2	62.7	0.130	4.139	
23*	1d(8d)	19.981	0.502	15.47	15.47	19.04	0.375	2.250	79.6	0.0	0.052	0.083	0.015	0.024	1.767	0.569	9.6	73.2	0.131	4.293	
24	1d	19.969	0.503	16.03	16.03	18.99	0.375	2.625	80.0	0.0	0.052	0.086	0.017	0.023	1.761	0.566	11.0	83.7	0.132	4.427	
25	1d(2d)	19.893	0.511	16.60	16.60	18.94	0.375	3.000	102.5	0.0	0.053	0.089	0.018	0.023	1.756	0.563	12.5	94.2	0.133	4.545	
26	1d(3d)	19.780	0.522	17.54	17.54	18.87	0.375	3.375	114.0	0.0	0.054	0.094	0.020	0.022	1.746	0.558	14.0	104.7	0.133	4.651	
27	1d(2d)	19.799	0.520	17.33	17.33	18.88	-2.000	1.375	80.0	0.0	0.054	0.093	0.020	0.023	1.748	0.559	4.6	81.5	0.057	4.401	
28	4h	19.963	0.504	17.33	17.33	18.85	0.500	1.875	68.3	0.0	0.052	0.093	0.021	0.021	1.748	0.559	8.3	62.8	0.132	4.139	
29	19.5h	19.884	0.512	17.11	17.11	18.89	-0.750	1.125	45.4	0.0	0.053	0.092	0.020	0.022	1.751	0.560	5.4	41.8	0.130	3.733	
30	6h	19.991	0.501	16.76	16.76	18.91	-0.750	1.375	22.6	0.0	0.052	0.090	0.019	0.022	1.754	0.562	2.60	20.9	0.125	3.038	
31	22h	19.981	0.502	16.39	16.39	18.95	-0.375	0.000	11.2	0.0	0.052	0.088	0.018	0.022	1.758	0.564	1.18	10.4	0.114	2.341	
PURKU																					
* HI OM																					
Kuomitusnoirat 23: 1d-aoi joudittu internololimaap mittauskoneen viheen takia																					

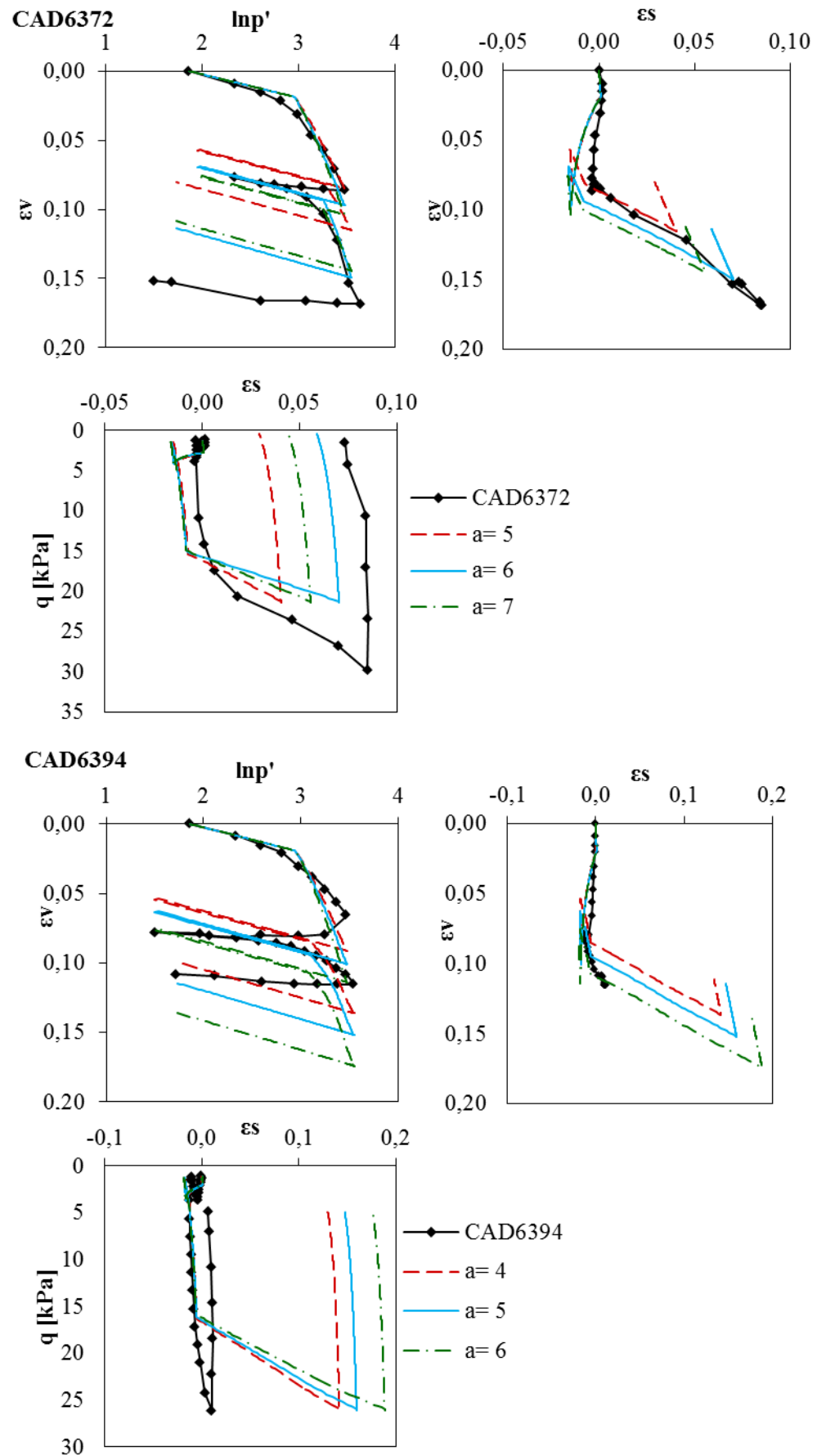
Liite 7. Myötö pisteiden määritys



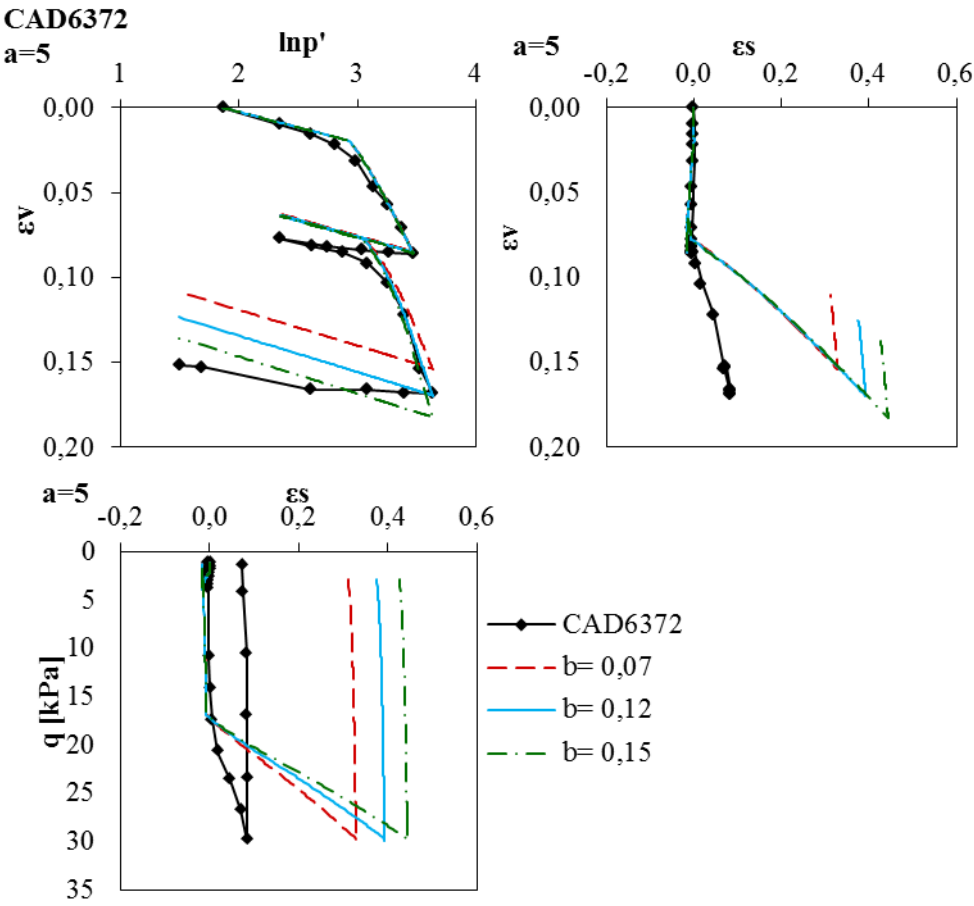
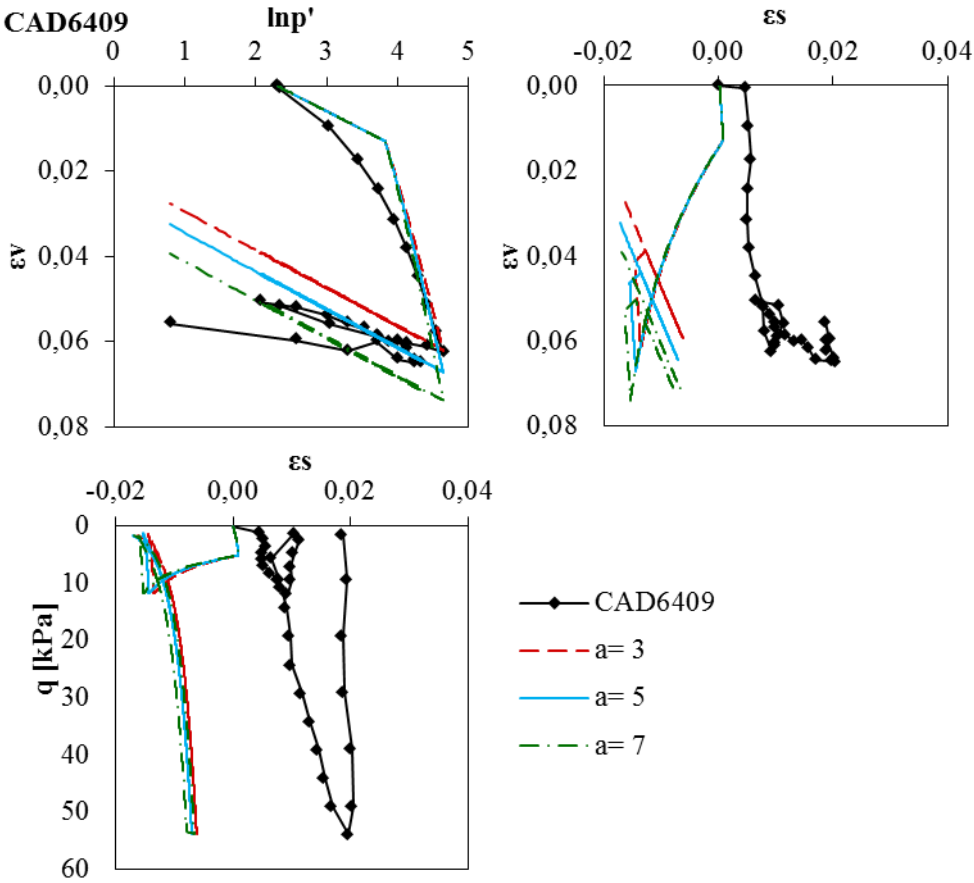


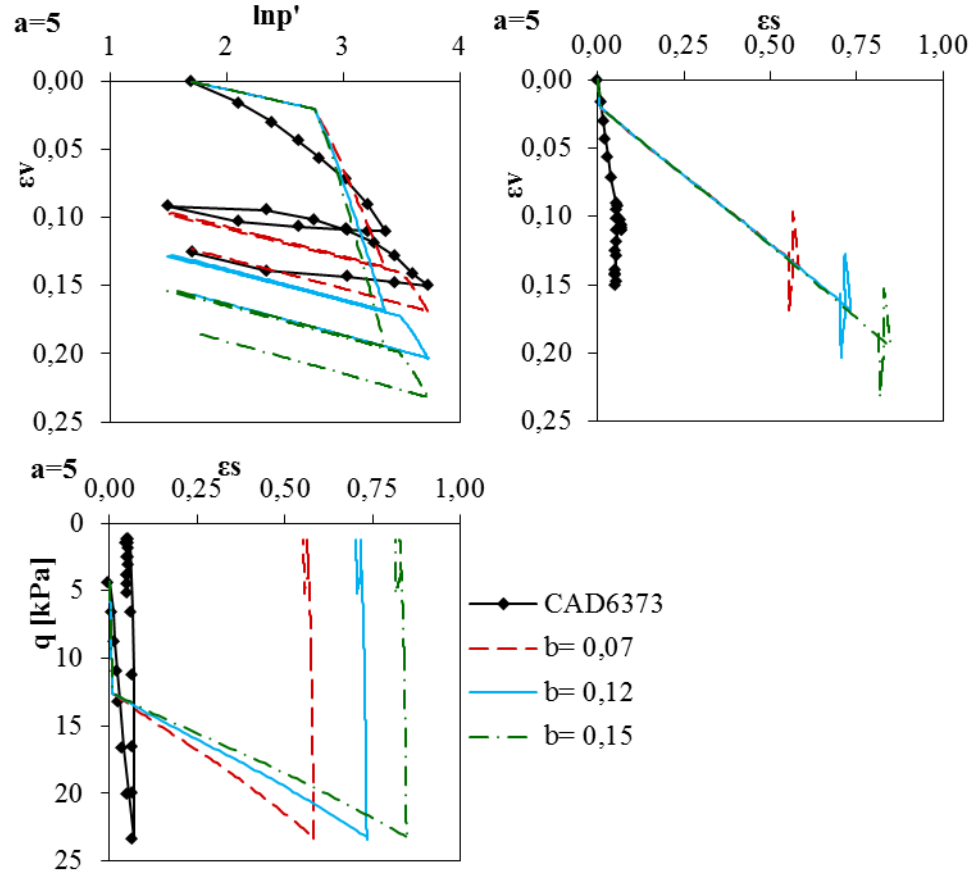
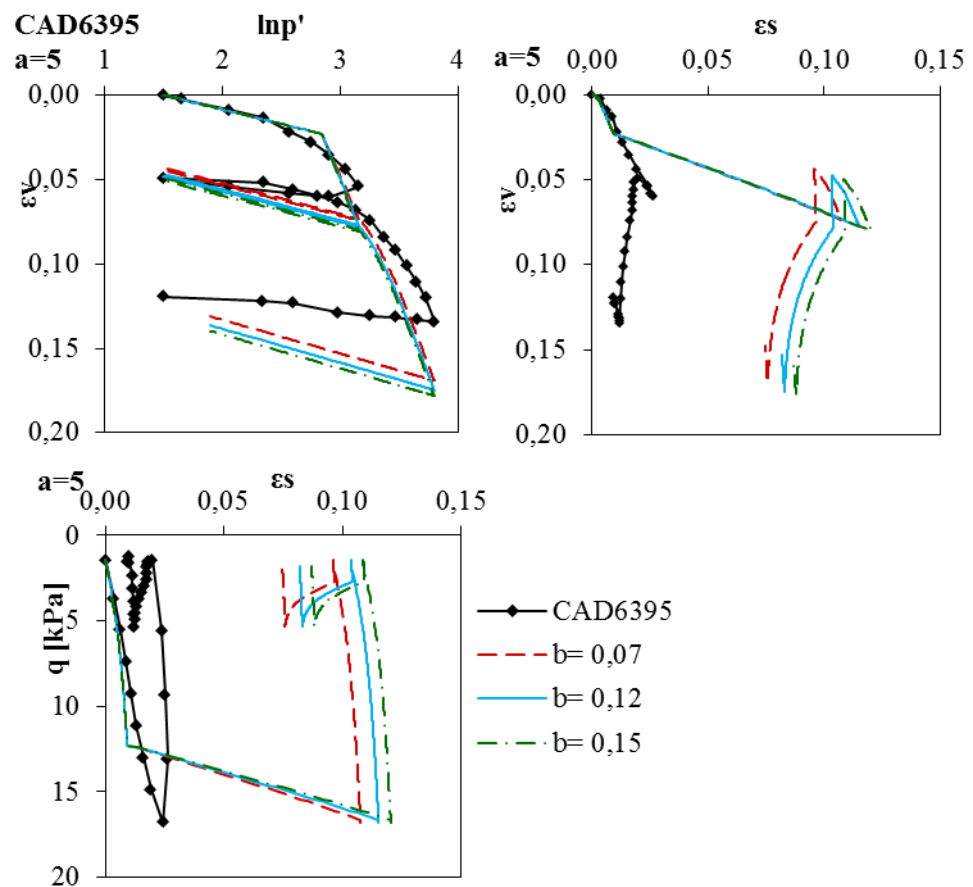


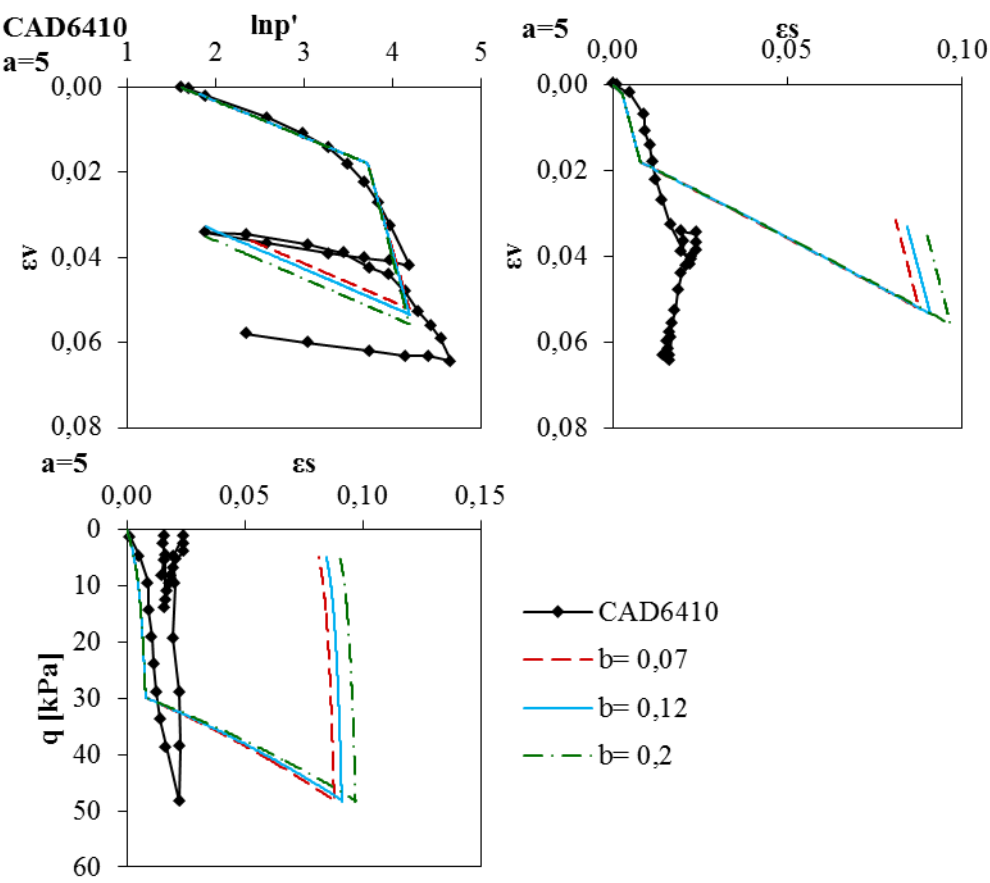
# Liite 8. Simulointitulokset







**CAD6373**

**CAD6395**




Liite 9. Käsinelaskenta tangenttimoduulimenetelmällä

p = 16,8 kPa  
b = 5 m  
a = 2,1 m

Kuormitus 1

Kerros- Syyvyys			Kerros- Tilavuus- Esikons. paksuus jännitys			Moduuliluku			Jännitys- eksponentti			Konsolidaatio- kerroin			Vallitseva jännitys			Lisäjäännityksen laskenta (Vepsäläinen 1985)			Lisäjänni- tys			Vallitseva + lisäjännitys			Suhteel- linen			Konsoli- daation laskenta		
m	z	Δh	m	γ/γ'	σ'c	ml	m2	m2	β1	β2	cv	m2/a	cv (OC)	m2/a	σ'v0	a/z	b/z	σ'z	σ'z(I)/p	σ'z(I)	Δσ'z	σ'z	Δh	σ'z	Δh	σ'z	Δh	εp	Δh	Spi	SB	
0					140	100	100	1	0	0					0	-	-	0,5	8,4	16,8	16,8	600	600	YK	0,0145	8,69	5,80					
kuSa 1	0,3	0,6			140	100	100	1	0	0	15	15			5,16	7,0	16,7	0,5	8,4	16,8	22,0	200	200	YK	0,0097	1,77						
GW	0,6				140	100	100	1	0	0					10,32	3,5	8,3	0,5	8,4	16,8	27,1											
kuSa 2	0,6				140	100	100	1	0	0					10,32	3,5	8,3	0,5	8,4	16,8	27,1											
0,7		0,2			140	100	100	1	0	0	15	15			11,04	3,0	7,1	0,5	8,4	16,8	27,8	200	200	YK	0,0092	1,85						
0,8					140	100	100	1	0	0					11,76	2,6	6,3	0,5	8,4	16,8	28,6											
0,8					27	7,75	45,68	-0,33	0	0					11,76	2,6	6,3	0,5	8,4	16,8	28,6											
Savi 1	1,3	1			30	7,75	45,68	-0,33	0	0	1,08	0,17			14,41	1,6	3,8	0,495	8,3	16,6	31,0	1000	1000	LYK	0,0226	22,57						
1,8					33	7,75	45,68	-0,33	0	0					17,06	1,2	2,8	0,495	8,3	16,6	33,7											
1,8					28	7,58	86,9	-0,54	0	0					17,06	1,2	2,8	0,495	8,3	16,6	33,7											
Savi 2	2,3	1			30,5	7,58	86,9	-0,54	0	0	3,44	0,19			19,51	0,9	2,2	0,49	8,2	16,5	36,0	1000	1000	LYK	0,0447	44,70						
2,8					33	7,58	86,9	-0,54	0	0					21,96	0,8	1,8	0,48	8,1	16,1	38,1											
2,8					23	7,53	71,2	-0,15	0	0					21,96	0,8	1,8	0,48	8,1	16,1	38,1											
Savi 3	3,4	1,2			25,5	7,53	71,2	-0,15	0	0	3,83	0,32			24,9	0,6	1,5	0,44	7,4	14,8	39,7	1200	1200	NK	0,0736	88,37						
4					28	7,53	71,2	-0,15	0	0					27,84	0,5	1,3	0,43	7,2	14,4	42,3											
4					28	8,97	56,83	-0,28	0	0					27,84	0,5	1,3	0,43	7,2	14,4	42,3											
Savi 4	4,5	1			31	8,97	56,83	-0,28	0	0	2,49	0,25			30,74	0,5	1,1	0,42	7,1	14,1	44,9	1000	1000	NK	0,0556	55,61						
5					34	8,97	56,83	-0,28	0	0					33,64	0,4	1,0	0,4	6,7	13,4	47,1											
5					41	12,87	183,5	-0,15	0	0					33,64	0,4	1,0	0,4	6,7	13,4	47,1											
Savi 5	5,6	1,2			44,5	12,87	183,5	-0,15	0	0	3	0,81			38,26	0,4	0,9	0,26	4,4	8,7	47,0	1200	1200	LYK	0,0056	6,71						
6,2					49	12,87	183,5	-0,15	0	0					42,88	0,3	0,8	0,21	3,5	7,1	49,9											
6,2					42	100	0	0,5	0	0					42,88	0,3	0,8	0,4	6,7	13,4	56,3											
Si / Hk	11,3	10,2			82	100	0	0,5	0	0	15	15			82,15	0,2	0,4	0,275	4,6	9,2	91,4	10200	10200	NK	0,0010	10,12						
16,4					120	100	0	0,5	0	0					121,42	0,1	0,3	0,21	3,5	7,1	128,5											

Kokonaispainuma  $\sum \Delta h = 238,6$  mm  
 $\sum SB = 199,69$   
 $SC = \sum Spi - \sum SB$   
 $SC = 38,9$

Kuormitus 2

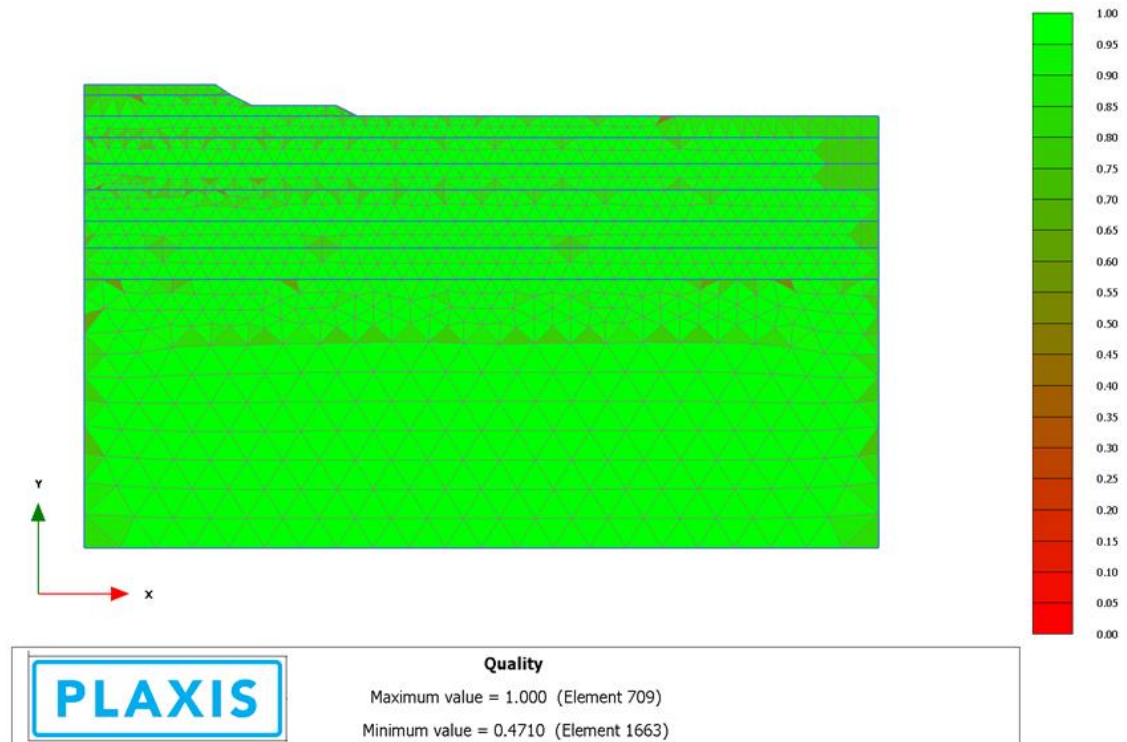
p = 25,2 kPa  
b = 5 m  
a = 2,1 m

Kerros			Syyvyys			Kerros- Tilavuus- Esikons.			Jännitys- eksponentti			Konsolidaatio- kerroin			Vallitseva jännitys		Lisäjännityksen laskenta (Vepsäläinen 1985)			Lisäjän- nitys		Vallitseva + lisäjännitys		Konsoli- muodon- daatiofilan muutos		Suhteel- linen		Konsoli- daation laskenta	
z	m	Δh	γ/γ'	kN/m <sup>3</sup>	σ'c	m1	m2	β1	β2	cv (OC)	m2/a	σ'v0	a/z	b/z	σz(I)/p	σz(I)	σ'z	σ'z	σ'z	σ'z	Δh	ap	Spi	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0			17,2	140	140	100	100	1	0			0	-	-	0,5	12,6	25,2	25,2	25,2	30,4	600	0,0177	10,63					7,42	
kuSa 1	0,3	0,6	17,2	140	140	100	100	1	0	15	15	5,16	7,0	16,7	0,5	12,6	25,2	25,2	25,2	30,4	YK	0,0177	10,63						
GW	0,6		17,2	140	140	100	100	1	0			10,32	3,5	8,3	0,5	12,6	25,2	25,2	25,2	35,5		0,0124							
kuSa 2	0,7	0,2	7,2	140	140	100	100	1	0	15	15	10,32	3,5	8,3	0,5	12,6	25,2	25,2	25,2	35,5	YK	0,0124	2,38					2,29	
	0,8		7,2	140	140	100	100	1	0			11,76	2,6	6,3	0,5	12,6	25,2	25,2	25,2	37,0	200	0,0119	2,38						
	0,8		5,3	27	7,75	45,68	7,75	-0,33	0			11,76	2,6	6,3	0,5	12,6	25,2	25,2	25,2	37,0		0,0115							
Savi 1	1,3	1	5,3	30	7,75	45,68	7,75	-0,33	0	1,08	0,17	14,41	1,6	3,8	0,495	12,5	24,9	24,9	24,9	39,4	1000	0,0659	65,91					57,60	
	1,8		5,3	33	7,75	45,68	7,75	-0,33	0			17,06	1,2	2,8	0,495	12,5	24,9	24,9	24,9	42,0		0,0775							
	1,8		4,9	28	7,58	86,9	7,58	-0,54	0			17,06	1,2	2,8	0,495	12,5	24,9	24,9	24,9	42,0	LYK	0,1013	78,34						
Savi 2	2,3	1	4,9	30,5	7,58	86,9	7,58	-0,54	0	3,44	0,19	19,51	0,9	2,2	0,49	12,3	24,7	24,7	24,7	44,2	1000	0,0894	89,39						
	2,8		4,9	33	7,58	86,9	7,58	-0,54	0			21,96	0,8	1,8	0,48	12,1	24,2	24,2	24,2	46,2		0,0783							
	2,8		4,9	23	7,53	71,2	7,53	-0,15	0			21,96	0,8	1,8	0,48	12,1	24,2	24,2	24,2	46,2		0,1172	106,49						
Savi 3	3,4	1,2	4,9	25,5	7,53	71,2	7,53	-0,15	0	3,83	0,32	24,9	0,6	1,5	0,44	11,1	22,2	22,2	22,2	47,1	1200	0,0994	119,25						
	4		4,9	28	7,53	71,2	7,53	-0,15	0			27,84	0,5	1,3	0,43	10,8	21,7	21,7	21,7	49,5		0,0887							
	4		5,8	28	8,97	56,83	8,97	-0,28	0			27,84	0,5	1,3	0,43	10,8	21,7	21,7	21,7	49,5		0,0848	66,55						
Savi 4	4,5	1	5,8	31	8,97	56,83	8,97	-0,28	0	2,49	0,25	30,74	0,5	1,1	0,42	10,6	21,2	21,2	21,2	51,9	1000	0,0756	75,59						
	5		5,8	34	8,97	56,83	8,97	-0,28	0			33,64	0,4	1,0	0,4	10,1	20,2	20,2	20,2	53,8		0,0665							
	5		7,7	41	12,87	183,5	12,87	-0,15	0			33,64	0,4	1,0	0,4	10,1	20,2	20,2	20,2	53,8		0,0247	9,86						
Savi 5	5,6	1,2	7,7	44,5	12,87	183,5	12,87	-0,15	0	3	0,81	38,26	0,4	0,9	0,26	6,6	13,1	13,1	13,1	51,4	1200	0,0133	15,93						
	6,2		7,7	49	12,87	183,5	12,87	-0,15	0			42,88	0,3	0,8	0,21	5,3	10,6	10,6	10,6	53,5		0,0082							
	6,2		7,7	42	100	0	100	0	0,5	0		42,88	0,3	0,8	0,4	10,1	20,2	20,2	20,2	63,0		0,0028	9,59						
Si / Hk	11,3	10,2	7,7	82	100	0	100	0	0,5	0	15	82,15	0,2	0,4	0,275	6,9	13,9	13,9	13,9	96,0	10200	0,0015	14,99						
	16,4		7,7	120	100	0	100	0	0,5	0		121,42	0,1	0,3	0,21	5,3	10,6	10,6	10,6	132,0		0,0009							

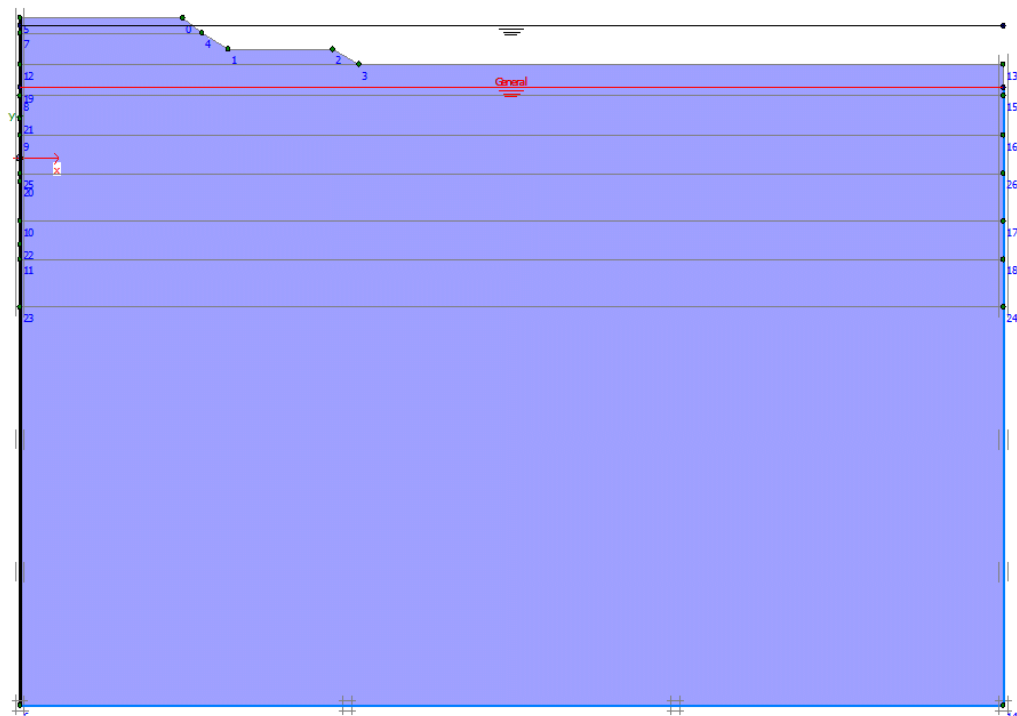
Kokonais painuma ΣSpi = 394,1 mm  
ΣSB = 338,14  
SC = ΣSpi-ΣSB  
SC = 55,9



# Liite 10. PLAXIS-laskennat.



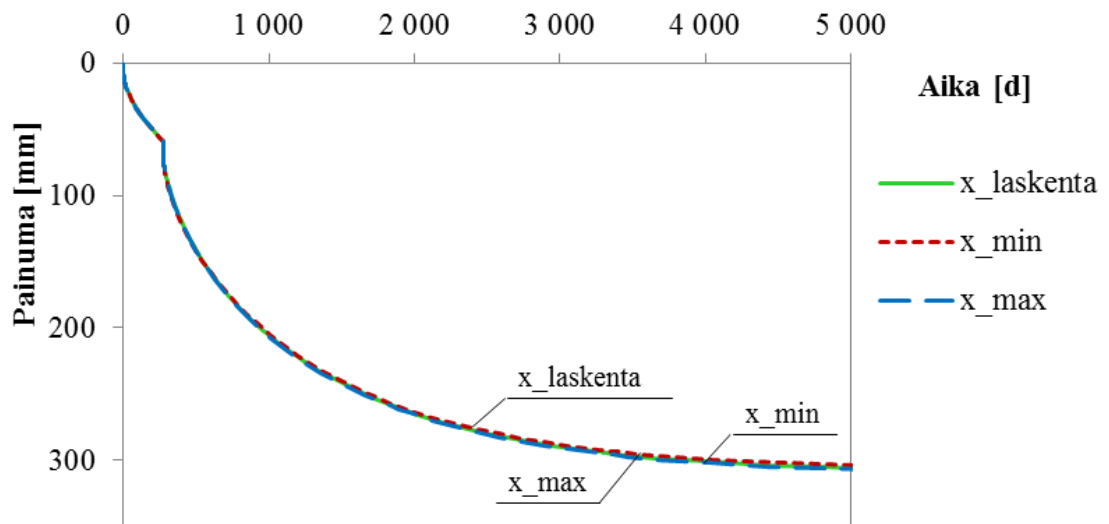
Kuva 10-1. Elementtiverkon laatu. Vihreä väri tarkoittaa hyvää laatua, punainen väri huonompaa laatua, jolloin elementit voisivat olla pienempiä.



Kuva 10-2. Vesiolosuhteet. Ylin (musta) pohjavesiviiva on alimpaan siltti-hiekka-kerrokseen mallinnettu paineellisen pohjaveden korkeus. Punainen viiva on yleisen pohjavedenpinnan taso.

Taulukko 10-1. Herkkyystarkastelussa käytetyt parametrin  $x$  arvot. Parametrit on määritetty sensitiivisyyden avulla. Sensitiivisyyden arvot on esitetty kuvassa 20, ja parametrin  $x$  arvo lasketaan kaavalla (26).

Kerros	$x_{\text{laskenta}}$	$S_{t\_min}$	$x_{\text{min}}$	$S_{t\_max}$	$x_{\text{max}}$
Savi 1	15	11	10	20	19
Savi 2	32	15	14	48	47
Savi 3	32	31	30	48	47
Savi 4	39	35	34	50	49
Savi 5	32	21	20	42	41



Kuva 10-3. Herkkyystarkastelu parametrin  $x$  eri arvoilla. Painumien arvoilla ei ole eroa.